

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté des sciences appliquées
Département de génie civil

Analyse et conception d'ancrages sur les poutres
renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites

Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Thierry CHICOINE

Résumé

Le renforcement à l'aide de matériaux composites d'avant-garde (MCA) des éléments structuraux ayant perdu une partie de leur capacité portante est un procédé intéressant car en plus de rétablir la résistance des poutres et des colonnes, les MCA protègent les aciers de la corrosion et sont faciles à mettre en place au chantier.

Cependant, un problème important est associé au renforcement en flexion des poutres en béton armé : le décollement de la plaque de renforcement en MCA. En effet, depuis que ce mode de réhabilitation est étudié, de nombreux essais en laboratoire ont permis de conclure que le délaminage de la plaque de renforcement est le mode de rupture le plus fréquent.

Afin d'empêcher le décollement, la plaque de renforcement doit rester solidaire de la poutre par l'ajout d'ancrages. La présente étude propose d'analyser la performance de différents types d'ancrages. Ce travail de recherche fait suite à celui effectué par M'Bazaa et Missihoun (1995) à l'Université de Sherbrooke lors duquel des poutres renforcées avaient toutes subi un décollement de la plaque de renforcement.

Le rapport comporte essentiellement trois volets: une étude bibliographique du phénomène de décollement, une partie théorique contenant les modèles de conception des essais, une série de tests en laboratoire sur des poutres en béton armé renforcées à l'aide de MCA, avec et sans ancres.

Les résultats obtenus sont les suivants : (a) les modèles théoriques prédisent assez bien le moment ultime de la poutre renforcée; (b) le renforcement par collage de plaque en MCA augmente la résistance en flexion; (c) la poutre renforcée mais non ancrée a subi le décollement de la plaque; (d) les ancres en U utilisés se montrent efficaces si la charge est répartie; (e) les ancres constitués de lamelles équidistantes sont aussi efficaces que les ancres en U mais requièrent moins de matériau.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, monsieur Kenneth W. Neale, pour son soutien financier très apprécié et la supervision de mes travaux de recherche.

Je tiens aussi à souligner le financement essentiel du CRSNG et du programme Réseau de Centres d'Excellence ISIS Canada pour la réalisation de ce projet.

Je remercie également l'Université de Sherbrooke pour m'avoir décerné une bourse institutionnelle afin que j'entreprenne mes études supérieures sans autre souci que celui de faire avancer la science.

Je désire aussi exprimer ma reconnaissance à tous mes collègues et amis du groupe de matériaux composites du département de génie civil qui ont contribué, par leurs conseils et leurs réflexions, à l'élaboration du présent ouvrage : Laurent Bizindavyi, Marc Demers, Claver Nitereka et Ahmed Zoghmar. Je n'oublie surtout pas l'aide indispensable de messieurs Clément Reynolds, Laurent Thibodeau, Manuel Parent et Claude Dugal au laboratoire lors du volet expérimental de mon étude. Un gros merci aussi à Lise Dutrisac pour nos discussions enrichissantes sur les maux de la langue française.

De plus, je voudrais souligner l'apport essentiel et trop souvent oublié du programme de prêts et bourses du Ministère de l'Éducation qui m'a permis d'avoir la foi en mes ambitions.

Enfin, je suis reconnaissant du soutien moral que m'a apporté ma famille tout au long de mon séjour à Sherbrooke.

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION	. 1
1.1 Généralités	. 1
1.2 Armatures en matériaux composites	. 1
1.3 Colonnes confinées par des lamelles composites	. 2
1.4 Analyse de fiabilité et modélisation	. 3
1.5 Poutres renforcées en flexion par des lamelles composites	. 4
1.6 Buts et méthodologie	. 4
2. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE	. 5
2.1 Introduction	. 5
2.2 Délaminage de la plaque aux extrémités	. 6
2.2.1 Renforcement par collage d'une plaque d'acier	. 6
2.2.2 Renforcement par collage d'une plaque en matériaux composites	. 9
2.3 Délaminage dans la région centrale de la poutre.	. 12
2.3.1 Renforcement par collage d'une plaque d'acier	. 12
2.3.2 Renforcement par collage d'une plaque en matériaux composites	. 12
2.4 Conclusion	. 19
3. MODÈLES THÉORIQUES	. 20
3.1 Introduction	. 20
3.2 Résistance en flexion d'une poutre renforcée	. 20
3.3 Moment résistant avec une longueur de développement insuffisante	. 30
3.4 Flèche instantanée maximale	. 32
3.5 Déformation initiale de la fibre la plus tendue	. 37
3.6 Renforcement en cisaillement par collage de plaques sur les faces verticales	. 39
3.7 Contraintes au décollement et effets sur la résistance au cisaillement de la poutre	. 44
3.7.1 Contraintes de décollement aux extrémités de la plaque de renforcement en flexion.	. 44
3.7.2 Effets de σ_0 sur la résistance au cisaillement de la poutre	. 46
3.8 Applications numériques	. 48
3.8.1 Résistance en flexion : moment fléchissant théorique à la rupture	. 48
3.8.2 Longueur de développement minimale requise	. 50
3.8.3 Flèche maximale au centre.	. 51
3.8.4 Déformation initiale ε_0 lors du renforcement	. 52
3.8.5 Résistance au cisaillement des ancrages en U	. 52
3.8.6 Contraintes de décollement (σ_0 , τ_0) et résistance au cisaillement modifiée	. 52

3.9	Conclusion	. 53
4.	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	. 54
4.1	Introduction	. 54
4.2	Buts de l'étude expérimentale	. 54
4.3	Caractéristiques des matériaux	. 54
4.3.1	Propriétés du béton	. 54
4.3.2	Propriétés de l'acier	. 55
4.3.3	Propriétés des matériaux composites	. 56
4.3.4	Propriétés de la colle	. 58
4.4	Description des poutres	. 60
4.5	Description du collage de la plaque	. 64
4.6	Instrumentation des essais	. 65
4.7	Prédictions numériques des modèles	. 66
5.	PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS	. 68
5.1	Introduction	. 68
5.2	Observations générales et modes de rupture des poutres	. 68
5.2.1	Poutre PC	. 68
5.2.2	Poutre P0	. 69
5.2.3	Poutre P1	. 72
5.2.4	Poutre P2	. 76
5.2.5	Poutre P3	. 79
5.3	Relations charge-flèche	. 81
5.4	Analyse des déformations	. 85
5.4.1	Déformations au centre des poutres à la rupture	. 85
5.4.2	Relation entre charge et déformations	. 86
5.5	Fissuration des poutres	. 92
6.	CONCLUSION	. 95
6.1	Généralités	. 95
6.2	Modélisation et résultats expérimentaux	. 95
6.3	Recommandations	. 97
	BIBLIOGRAPHIE	. 99

LISTE DES FIGURES

2.1	Poutre en béton armé renforcée à l'aide d'une plaque	6
2.2	Fissure provoquant l'arrachement du béton à une extrémité	7
2.3	Ancrage avec boulons	8
2.4	Ancrage avec cornières d'acier profilées en L	9
2.5	Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis	10
2.6	Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre	11
2.7	Ancrage et plaque solidaires, en forme de I	11
2.8	Décollement de type <i>peeling-off</i>	13
2.9	Décollement dû à une surface concave	13
2.10	Ancrages en U à une extrémité	18
3.1	Distribution équivalente de la contrainte de compression dans le béton	22
3.2	Dimensions de la section et distribution des déformations	23
3.3	Équilibre des forces internes	25
3.4	Longueur de développement de la plaque et équilibre des forces dans l'interface	28
3.5	Section équivalente transformée en béton	33
3.6	Cas de chargement pour les poutres à tester lors du programme expérimental	36
3.7	Trois cas de renforcement en cisaillement	40
3.8	Force F_p et distribution de la contrainte τ à l'interface pour des lamelles équidistantes	41
3.9	Force F_p et distribution de la contrainte τ à l'interface pour des plaques continues	43
3.10	Force F_p et distribution de la contrainte τ à l'interface pour un ancrage en U	43
3.11	Forces et contraintes agissant à l'interface béton-composite	45
3.12	Relation entre k_{sf} et $C_{r1}C_{r2}$	47
4.1	Relation contrainte-déformation pour les barres d'acier	56
4.2	Relation contrainte-déformation pour les matériaux composites	57
4.3	Deux tests d'arrachement pour déterminer τ_{ult}	58
4.4	Contrainte τ_{ult} et longueur de développement	59
4.5	Vue de la poutre et du ferrailage	60
4.6	Section-type d'une poutre	61
4.7	Poutre de contrôle P0	62
4.8	Poutre P1 avec ancrages en U unidirectionnels	62
4.9	Poutre P2 avec ancrages en U bidirectionnels et chargement distribué	63
4.10	Poutre P3 avec lamelles en U équidistantes	63
4.11	Plaque de distribution de la charge	63

4.12	Position des jauges le long de la plaque de P0	65
4.13	Position des jauges sur les ancrages de P3	65
5.1	Montage pour la poutre P0	70
5.2	P0 après décollement de la plaque	70
5.3	Décollement sur P0 après cisaillement du béton à l'interface	71
5.4	Montage pour la poutre P1	72
5.5	Écrasement du béton de P1 sous un des points de charge	73
5.6	Déchirement local de l'ancrage en U sur P1 près de la charge	73
5.7	Perte de recouvrement sous l'ancrage	74
5.8	Décollement local de la plaque au centre de P1	75
5.9	Distribution de l'effort tranchant et du moment fléchissant avec (a) 2 points de chargement (b) 4 points de chargement.	76
5.10	Montage pour la poutre P2	77
5.11	Rupture en flexion de P2	78
5.12	Décollement partiel de la plaque de P2	78
5.13	Montage pour la poutre P3	79
5.14	Écrasement du béton en compression sur P3	80
5.15	Rupture de la plaque de renforcement sur P3	80
5.16	Ouverture importante d'une fissure de flexion suite à la rupture de la plaque de renforcement	81
5.17	Courbes charge-flèche pour tous les essais	83
5.18	Déformations à mi-portée de P0	87
5.19	Déformations à mi-portée de P1	87
5.20	Déformations à mi-portée de P2	88
5.21	Déformations à mi-portée de P3	88
5.22	Déformations à mi-portée du béton en compression	89
5.23	Déformations à mi-portée de l'acier	90
5.24	Déformations à mi-portée du composite	90
5.25	Déformations de la plaque sur P1 le long de la poutre	91
5.26	Déformations des ancrages le long de la poutre P3	92
5.27	État de la fissuration à la rupture de P0	93
5.28	État de la fissuration à la rupture de P1	93
5.29	État de la fissuration à la rupture de P2	93
5.30	État de la fissuration à la rupture de P3	94

LISTE DES TABLEAUX

3.1 Valeurs de α_1 et β_1 en fonction de f'_c 22
3.2 Caractéristiques de la poutre de référence 48
3.3 Moment théorique de la poutre à la rupture 49
3.4 Vérification de l'état des déformations 50
3.5 Flèche théorique à la rupture 51
4.1 Résistance en compression (f'_c) des échantillons testés. 55
4.2 Propriétés des échantillons d'acier testés 56
4.3 Propriétés des matériaux composites 57
4.4 Propriétés de la colle fournie par le fabricant 58
4.5 Prédictions théoriques sur les poutres à tester 66
5.1 Charges et modes de rupture expérimentaux 69
5.2 Résultats expérimentaux et théoriques 82
5.3 Déformations au centre à la rupture 85

LISTE DES SYMBOLES

α_1	Coefficient servant à modéliser le comportement du béton en compression
β_1	Coefficient servant à modéliser le comportement du béton en compression
A_c	Aire de béton comprimé (mm^2)
A_p	Aire de la section de composite (mm^2)
A_s	Aire des armatures d'acier en tension (# barre ou mm^2)
A'_s	Aire des armatures d'acier en compression (# barre ou mm^2)
A_v	Aire des armature d'acier en cisaillement (# barre ou mm^2)
b	Largeur de la poutre (mm)
b_a	Largeur de la couche de colle (mm)
b_p	Largeur de la plaque de renforcement (mm)
c	Position de l'axe neutre (mm)
c_e	Position de l'axe neutre équivalent (mm)
C'	Force résultante de compression du béton (kN)
C_{r1}	Coefficient servant à définir τ_0
C_{r2}	Coefficient servant à définir σ_0
Δ_{2P}	Flèche au centre d'une poutre soumise à deux charges concentrées (mm)
Δ_{4P}	Flèche au centre d'une poutre soumise à quatre charges concentrées (mm)
Δ_w	Flèche au centre d'une poutre soumise à une charge répartie (mm)
d	Profondeur effective (mm)
ε_0	Déformation avant renforcement de la fibre la plus tendue (%)
ε'_c	Déformation ultime du béton en compression (0.35%)
$\varepsilon_{c, \max}$	Déformation du béton à la fibre la plus comprimée (%)
ε_p	Déformation du matériau composite (%)
ε_{pu}	Déformation ultime du matériau composite (%)
ε_s	Déformation de l'acier (%)
ε_y	Déformation élastique de l'acier (%)
E_a	Module élastique de la colle (MPa)
E_c	Module élastique du béton (MPa)
E_p, E_{p11}	Module élastique du composite dans la direction longitudinale (MPa)
E_{p22}	Module élastique du composite dans la direction transversale (MPa)
E_s	Module élastique de l'acier (MPa)
f_c	Contrainte dans le béton (MPa)
f'_c	Contrainte ultime du béton en compression (MPa)
f'_{cmoy}	Contrainte ultime moyenne du béton en compression (MPa)
f_p	Contrainte dans le composite (MPa)
f_{pu}	Contrainte ultime du matériau composite (MPa)

f_s	Contrainte dans l'acier (MPa)
f_{su}	Contrainte ultime de l'acier (MPa)
f_{sumoy}	Contrainte ultime moyenne de l'acier (MPa)
f_y	Contrainte élastique de l'acier (MPa)
f_{ymoy}	Contrainte élastique moyenne de l'acier (MPa)
F_p	Force dans l'ancrage résistant à l'effort tranchant (kN)
G_a	Module de cisaillement de la colle (MPa)
G_p	Module de cisaillement du composite (MPa)
G_s	Module de cisaillement de l'acier (MPa)
h	Hauteur de la poutre (mm)
h_a	Hauteur de l'aile collée (mm)
h_l	Hauteur d'une lamelle d'ancrage (mm)
I	Moment d'inertie de la poutre transformée en composite (mm ⁴)
I_{cr}	Moment d'inertie de la section fissurée (mm ⁴)
I_e	Moment d'inertie effectif (mm ⁴)
I_g	Moment d'inertie de la section brute (mm ⁴)
I_p	Moment d'inertie de la plaque de renforcement (mm ⁴)
k_{sf}	Rapport de résistance en cisaillement
K_n	Rigidité normale de la colle (MPa)
K_s	Rigidité en cisaillement de la colle (MPa)
λ	Coefficient associé à l'ouverture d'une fissure
L	Portée nette de la poutre (mm)
LC	Ligne de centre
L_{disp}	Longueur de développement disponible (mm)
L_{min}	Longueur de développement minimale requise (mm)
m_p	Facteur de conversion du composite en béton
m_s	Facteur de conversion de l'acier en béton
M	Moment résistant (kN.m)
M_0	Moment à l'extrémité de la plaque (kN.m)
M_a	Moment appliqué sous les charges de service (kN.m)
M_{cr}	Moment de fissuration (kN.m)
M_{max}	Moment maximum appliqué lors du renforcement (kN.m)
M_n	Moment résistant nominal (kN.m)
M_p	Moment résistant probable (kN.m)
M_r	Moment résistant pondéré (kN.m)
n	Nombre de lamelles de composite utilisées
ϕ_{max}	Courbure maximale
ϕ_c	Coefficient de tenue pour le béton
ϕ_p	Coefficient de tenue pour le composite
ϕ_s	Coefficient de tenue pour l'acier

P	Charge appliquée (kN)
P_u	Charge ultime (kN)
ρ_p	Pourcentage de composite dans la poutre (%)
ρ_s	Pourcentage d'acier dans la poutre (%)
σ_0	Contrainte normale maximale à l'extrémité de la plaque (MPa)
s	Espacement des étriers (mm)
s_l	Espacement entre deux lamelles d'ancrage (mm)
τ	Contrainte de cisaillement à l'interface plaque-béton (MPa)
τ_0	Contrainte maximale de cisaillement à l'extrémité de la plaque (MPa)
τ_{\max}	Contrainte maximale de cisaillement à l'interface (MPa)
τ_{moy}	Contrainte moyenne de cisaillement à l'interface (MPa)
τ_{ult}	Cohésion du béton à l'interface colle-béton (MPa)
t_a	Épaisseur de la colle (mm)
t_l	Épaisseur d'une lamelle de composite (mm)
t_l	Largeur d'une lamelle d'ancrage (mm)
t_p	Épaisseur de la plaque de renforcement (mm)
T_p	Tension dans la plaque de renforcement (kN)
T_s	Tension dans les armatures d'acier (kN)
v	Composante verticale de l'ouverture d'une fissure (mm)
v_c	Résistance au cisaillement du béton (MPa)
V	Effort tranchant (kN)
V_0	Effort tranchant à l'extrémité de la plaque (kN)
V_c	Résistance au cisaillement du béton (kN)
V_{expt}	Effort tranchant sollicitant la poutre à la rupture (kN)
V_p	Résistance au cisaillement de l'ancrage en composite (kN)
V_s	Résistance au cisaillement des étriers (kN)
V_u	Effort tranchant admissible (kN)
w	Composante horizontale de l'ouverture d'une fissure (mm)

1. INTRODUCTION

1.1 Généralités

Dans ce chapitre est présenté un survol des multiples domaines de recherche associés aux matériaux composites à partir des travaux effectués à l'Université de Sherbrooke. Les principaux sujets portent sur l'étude de poutres en béton avec armatures en composite, la description du comportement de colonnes en béton confinées par des lamelles, l'analyse statistique de fiabilité et la modélisation par éléments finis de poutres renforcées en flexion, et enfin l'évaluation des différents paramètres pouvant influencer le moment résistant des poutres avec plaque de renforcement. L'explication des buts et de la méthodologie de la présente étude complétera ce chapitre.

1.2 Armatures en matériaux composites

La corrosion des armatures d'acier par les sels déglçants est la cause principale de la détérioration du béton. Plusieurs techniques ont été envisagées pour remédier à ce problème grave, dont la substitution des armatures en acier par des armatures en matériaux composites offrant une meilleure résistance contre la corrosion mais plus flexibles, augmentant ainsi la déflexion de la poutre. Thériault et Benmokrane (1996) ont proposé deux nouvelles méthodes de dimensionnement mixte avec des armatures faites d'acier et de matériaux composites : une approche classique où l'acier constitue l'armature principale et où les barres de composite servent uniquement à augmenter la résistance en flexion et à assurer une certaine protection contre la corrosion; et une approche plus libérale où les armatures principales sont en matériaux composites et

où les barres d'acier sont utilisées principalement pour augmenter la ductilité et réduire la flèche.

Les résultats obtenus des tests sur des poutres mixtes ont été comparés à ceux observés sur des poutres à armatures d'acier seulement. Les conclusions dégagées de ces essais sont les suivantes : la présence de barres en matériaux composites augmente le moment ultime; le renforcement mixte offre une meilleure protection contre la corrosion car la largeur des fissures est plus petite; la flèche des poutres mixtes est inférieure à celle des poutres avec armatures en acier et de trois fois inférieure à celle des poutres avec armatures en composite seulement. Le dimensionnement mixte offre donc plusieurs avantages.

Benmokrane et coll. (1996) ont tenté de déterminer la contrainte d'adhérence au béton de barres d'armature en fibres de verre, les recommandations du code ACI 318-89 pour les barres d'acier ne pouvant être directement appliquées à cause des différences inhérentes aux deux types de surface. Des essais d'arrachement d'une barre emprisonnée dans un bloc de béton ainsi que des tests sur de petites poutres armées avec des barres en fibres de verre ont été effectués. Les résultats ont montré une similitude avec le comportement des barres d'acier : la distribution de la contrainte d'adhérence le long de la barre est semblable et la valeur moyenne diminue avec l'augmentation du diamètre de la barre. Cependant, la contrainte d'adhérence pour la barre en fibres de verre est 60 à 90 % celle de la barre d'acier, selon le diamètre.

1.3 Colonnes confinées par des lamelles composites

Des lamelles de matériaux composites peuvent être enroulées sur la circonférence des colonnes afin d'empêcher la corrosion des armatures d'acier et d'augmenter la résistance. Demers et Neale (1994) ont démontré les possibilités de

confinement du béton à partir d'essais sur de petites colonnes rondes et rectangulaires. Des lamelles unidirectionnelles en fibres de verre ou de carbone ont été collées sur le contour des colonnes. Les résultats ont montré une augmentation appréciable de la résistance et de la ductilité dues au confinement; dans certains cas, le gain de résistance peut atteindre 70% et la déformation ultime du béton sept fois celle du béton non confiné. Cependant, un soin particulier doit être apporté au collage et à la mise en place du composite.

Picher et coll. (1996) ont aussi réalisé des essais sur de petites colonnes de béton confiné par des lamelles de composite. Sur des colonnes à section ronde, la variation de l'orientation des fibres a été étudiée; sur des colonnes à section carrée ou rectangulaire, l'effet de l'arrondissement des coins sur le confinement a été envisagé. Les résultats ont montré que pour les colonnes rondes, l'augmentation de l'angle des fibres fait diminuer la rigidité axiale mais pas la ductilité; pour les colonnes à section prismatique, le gain de ductilité est moindre que pour les colonnes rondes mais la résistance en compression est augmentée si les coins sont arrondis.

1.4 Analyse de fiabilité et modélisation

Afin d'utiliser les matériaux composites sans risque, il est nécessaire d'établir un facteur de sécurité pour ces matériaux au même titre que ceux utilisés pour l'acier et le béton dans les différents codes de construction. Zoghmar et coll. (1996) ont défini plusieurs paramètres pouvant influencer la résistance d'une poutre en béton armé renforcée en flexion par des lamelles de matériaux composites et les ont analysés de façon statistique. Les multiples simulations ont mené à un coefficient de sécurité de 0.75 appliqué directement au moment résistant et de 0.9 pour les matériaux composites seuls.

La modélisation par éléments finis du comportement d'une poutre en béton armé renforcée en flexion a été menée par Nitereka (1995). La relation moment-courbure est calculée à partir du découpage d'une section de la poutre en lamelles superposées où chaque matériau est défini. La comparaison avec des résultats d'essais a permis de valider le modèle.

1.5 Poutres renforcées en flexion par des lamelles composites

L'effet de l'orientation des fibres et de la longueur des lamelles de renforcement sur la résistance en flexion a été expérimenté par M'Bazaa et coll. (1996) à partir d'essais sur des poutres en béton armé renforcées avec des lamelles de fibres de carbone. Malgré les configurations différentes des poutres, la charge ultime était sensiblement la même dans tous les cas à cause du décollement de la plaque. Pour cette raison, aucune conclusion définitive quant à l'influence des facteurs étudiés n'a pu être atteinte.

1.6 Buts et méthodologie

La présente étude propose d'élaborer un moyen efficace d'empêcher le décollement de la plaque de renforcement afin d'obtenir expérimentalement le mode de rupture théorique et de développer la pleine capacité de la poutre en flexion.

La méthodologie sera la suivante : recenser les conditions de décollement par une étude bibliographique, présenter des modèles théoriques servant à modéliser les caractéristiques de la poutre et du décollement, élaborer un programme expérimental dans lequel différents modes d'ancrage de la plaque seront envisagés.

2. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Introduction

De nombreux essais en laboratoire ont montré le potentiel du renforcement par collage de plaques en MCA. Cependant, dans le cas des poutres, le phénomène de décollement prématuré de ce renforcement empêche de développer la pleine capacité en flexion. Les travaux consacrés au renforcement des poutres ont permis d'identifier deux modes principaux de délaminage : i) délaminage aux extrémités de la plaque dû à une trop grande contrainte de cisaillement dans la colle et ii) délaminage de type *peeling-off* causé par le déplacement relatif des parois d'une fissure dans le béton.

Le premier mode de délaminage est le mieux documenté et des formules ont été proposées pour le quantifier. De plus, de nombreuses configurations d'ancrage ont été testées pour empêcher ce type de décollement. Le second mode de délaminage est beaucoup moins bien décrit dans les références quoique très souvent mentionné; il constitue un obstacle important au développement de ce type d'applications dans ce domaine.

Le présent chapitre exposera l'état des connaissances et de la recherche quant au problème important que constitue le décollement de la plaque. On trouvera d'abord un compte rendu des articles disponibles traitant du décollement à l'extrémité de la plaque. Le second type de délaminage, souvent appelé *peeling-off* dans la revue bibliographique, sera ensuite étudié. Chaque paragraphe sera lui-même divisé en deux parties selon que la poutre est renforcée avec une plaque d'acier ou une superposition de lamelles en matériaux composites.

2.2 Délaminage de la plaque aux extrémités

2.2.1 Renforcement par collage d'une plaque d'acier

Le collage d'une plaque d'acier pour renforcer les poutres en béton armé est un procédé qui est depuis longtemps utilisé. Cependant, jusqu'à tout récemment, les études pour déterminer le comportement de telles poutres n'ont été que partielles.

Swamy et coll. (1987) ont réalisé la première évaluation systématique des effets des différents paramètres influençant le comportement structural des poutres renforcées avec plaques collées en acier. Leur programme expérimental consistait en l'étude de 24 poutres en béton armé (155 mm x 255 mm x 2300 mm, $f'_c = 36$ MPa; A_s : 3M20, $f_y = 470$ MPa; A_v : M6, $s = 75$ mm) dotées de différents types de renforcement (variation de l'épaisseur de la plaque et de la couche de colle, préchargement). Dans tous les essais, la plaque mesurait 2200 mm de long et 125 mm de large (figure 2.1); l'épaisseur variait entre 1.5 et 6 mm.

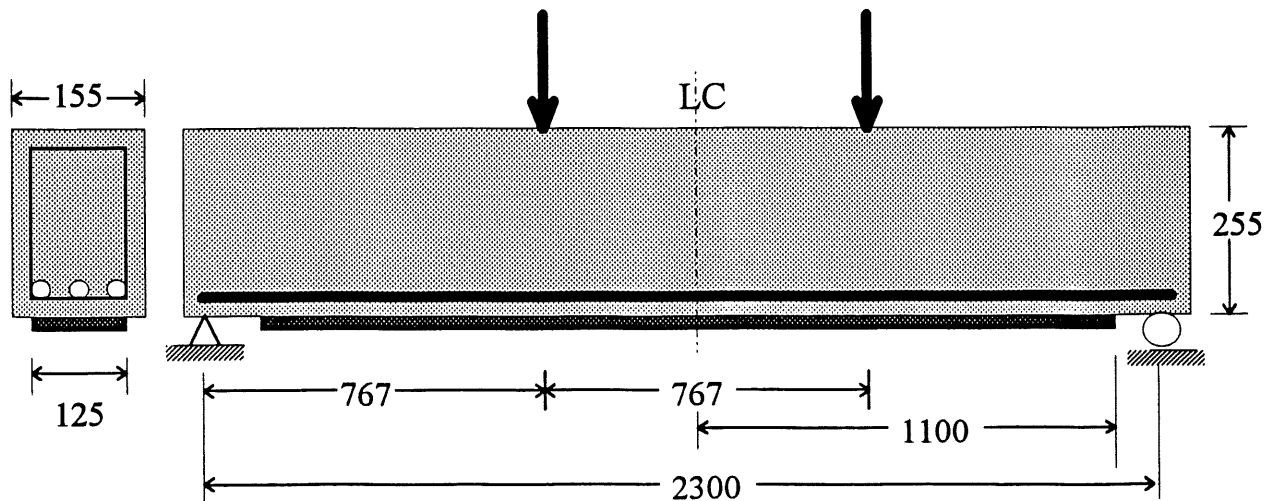


Figure 2.1 - Poutre en béton armé renforcée à l'aide d'une plaque d'acier

Les propriétés de l'acier utilisé pour les plaques étaient $f_y = 250$ MPa et $f_{su} = 310$ MPa. Sur les 24 poutres étudiées, 13 ont subi une rupture par délaminage, non à l'interface colle-béton ni à cause de la perte de cohésion dans la colle, mais par arrachement du béton sous les aciers d'armature, à partir d'une extrémité de la plaque. Une importante fissure de cisaillement au bord de la plaque en est à l'origine (figure 2.2). Baluch et coll. (1995) ont associé cette fissure à la contrainte de décollement présente aux extrémités de la plaque (voir paragraphe 3.7). La rupture s'est produite sans avertissement, de façon fragile.

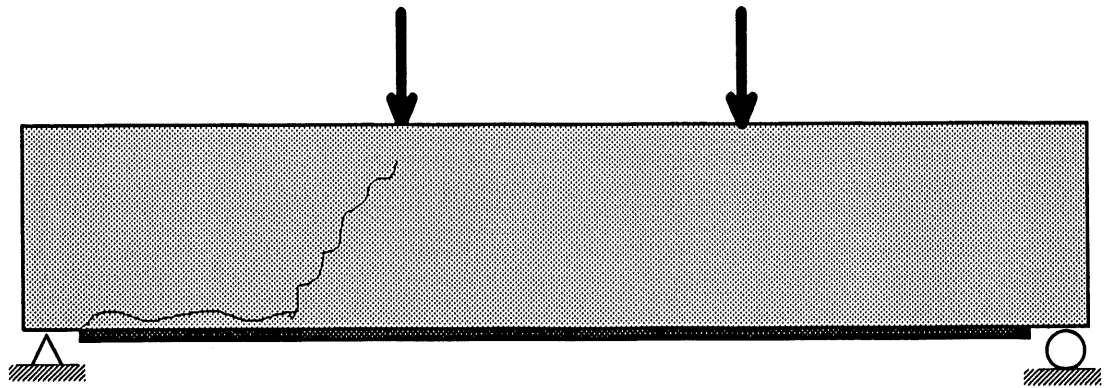


Figure 2.2 - Fissure provoquant l'arrachement du béton à une extrémité

Les poutres avec une plaque de 1.5 mm d'épaisseur ($b_p/t_p = 80$) ont développé leur pleine résistance flexionnelle. Celles avec une plaque de 3 mm ($b_p/t_p = 40$) ont atteint pour la plupart 90% de leur résistance en flexion avant le décollement de la plaque et l'arrachement du béton. Les poutres avec plaque de 6 mm ($b_p/t_p = 20$) n'ont pas démontré un bon comportement en flexion, les armatures d'acier n'ayant pas atteint la plastification lors de l'arrachement du béton. De plus, les résultats indiquaient qu'une couche de colle de faible épaisseur (1.5 mm) donnait des résultats légèrement meilleurs (charge ultime, déformations, flèche) qu'une couche plus épaisse (3 mm et 6 mm). Les auteurs ont conclu qu'avec une plaque trop épaisse, la poutre n'atteignait pas sa pleine capacité en flexion et présentait un comportement fragile à la rupture. Ils ont donc recommandé de limiter le rapport de la largeur de la plaque (b_p) sur son épaisseur (t_p) à 50.

Jones et coll. (1988) ont établi qu'une forte contrainte de cisaillement à l'interface béton-plaque était à l'origine de l'arrachement du béton à l'extrémité de la plaque. De plus, cette contrainte augmente avec l'épaisseur de la plaque et sa distance du bord au support. Les chercheurs ont testé 7 poutres ayant les mêmes caractéristiques que celles testées par Swamy et coll. (1987), améliorées par différents types d'ancrages (boulons et cornières en L aux extrémités). Trois des 7 poutres ont subi une rupture par arrachement du béton : une poutre avec une plaque de 6 mm d'épaisseur, deux avec des plaques de 3 mm de longueurs différentes et une avec une plaque d'épaisseur variant de 2 mm aux extrémités à 6 mm au centre. Pour 2 autres poutres, l'utilisation d'ancrages mécaniques constitués de boulons aux extrémités de la plaque a provoqué l'apparition d'une fissure diagonale importante, débutant au bord de la plaque et se propageant vers la charge concentrée la plus proche (figure 2.3). La poutre a cédé en cisaillement, sans décollement complet de la plaque.

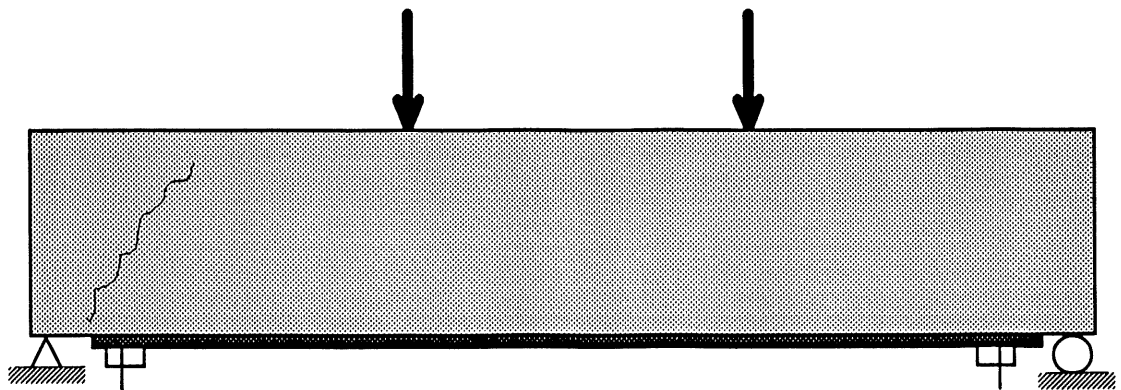


Figure 2.3 - Ancrage avec boulons

Avec des cornières d'acier profilées en L et collées sur les parois verticales, aux extrémités de la plaque (figure 2.4), les poutres renforcées ont développé leur pleine capacité en flexion, sans arrachement du béton.

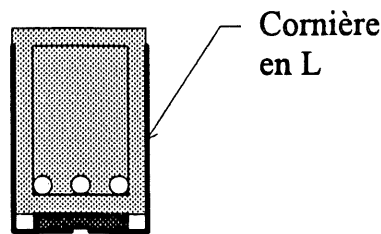


Figure 2.4 - Ancrage avec cornières d'acier profilées en L

Triantafillou et Plevris (1992) ont par la suite rapporté que la contrainte de cisaillement maximale du béton avant arrachement était de l'ordre de 8 MPa, pour des béton normaux (Kaiser, 1989).

2.2.2 Renforcement par collage d'une plaque en matériaux composites

Ritchie et coll. (1991) ont été parmi les premiers à utiliser les matériaux composites avec la méthode de renforcement par collage de plaque. Leurs essais ont consisté à tester 16 poutres en béton armé (150 mm x 300 mm x 2450 mm, $f'_c = 40$ MPa, $A_s : 2M10$, $f_y = 400$ MPa, $A_v : M6$, $s = 60$ mm) en changeant les propriétés et la nature de la plaque de composite utilisée. La longueur du renforcement variait entre 1.7 m et 2.4 m tandis que la largeur était fixée à 150 mm; l'épaisseur variait entre 1 et 8 mm. Les matériaux utilisés étaient les suivants: fibres de verre ($E_p = 11\ 700$ à $30\ 400$ MPa, $f_{pu} = 160$ à 590 MPa); fibres de carbone ($E_p = 54\ 500$ MPa à $118\ 000$ MPa, $f_{pu} = 590$ à 1500 MPa) et fibres d'aramide ($E_p = 72\ 500$ MPa, $f_{pu} = 1180$ MPa). Pour 9 des poutres testées, l'arrachement du béton fut la cause de la rupture. En guise d'ancrages, les auteurs ont soit collé des cornières en L sur les faces verticales de la poutre, aux extrémités de la plaque (voir figure 2.4), soit prolongé la plaque jusqu'aux appuis (figure 2.5).

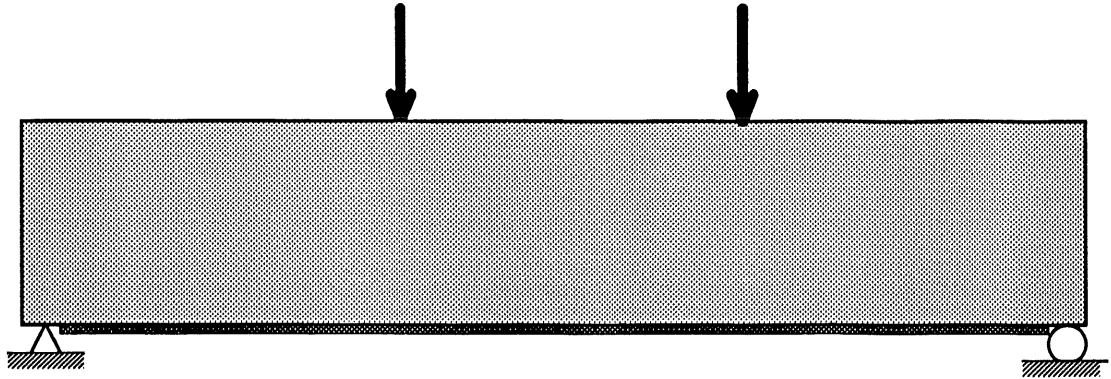


Figure 2.5 - Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis

Le premier type d'ancrage a empêché le déchirement du béton dans 25 % des cas tandis que le second a été efficace dans 50% des cas. Les auteurs ont ainsi suggéré de réduire la contrainte de cisaillement dans la colle qui cause le décollement plutôt que de concevoir des ancrages en bout de plaque. Un moyen relativement efficace de réaliser ceci est donc de prolonger la plaque jusqu'aux appuis afin d'atténuer la discontinuité dans la rigidité de la poutre.

Sharif et coll. (1994) ont testé 8 poutrelles en béton armé (150 mm x 150 mm x 1180 mm; $f'_c = 37.7$ MPa; A_s : 2M10, $f_y = 450$ MPa; A_v : M6, $s = 60$ mm) renforcées avec une plaque en fibres de verre ($f_{pu} = 170$ MPa) ancrées de différentes façons (boulons, plaques, cornières). La plaque de composite mesurait 1000 mm de long et 100 mm de large; son épaisseur variait entre 1 et 3 mm. La plaque et les ancrages en composites étaient constitués de fibres de verre tissées. Pour les poutres avec une plaque de 2 ou 3 mm d'épaisseur, la rupture a été initiée par le décollement de la plaque à une extrémité de la poutrelle. La contrainte de cisaillement dans l'interface avait dépassé la résistance maximale de la colle. Ainsi, le décollement de la plaque n'a pas entraîné l'arrachement du béton. Par contre, l'utilisation de boulons aux extrémités n'a pu

empêcher l'arrachement du béton, même si la séparation complète de la plaque a été évitée (voir figure 2.3).

Des plaques en composites collées aux tiers extérieurs de la portée sur les parois verticales ont provoqué l'apparition de fissures qui ont longé le contour inférieur de ces plaques, du bord jusqu'à la charge (figure 2.6). La rupture s'est faite par cisaillement de la poutre. Les auteurs n'ont pas tenu compte dans leur programme expérimental de paramètres supplémentaires tels l'orientation des fibres qui composent les ancrages ou la plaque de renforcement.

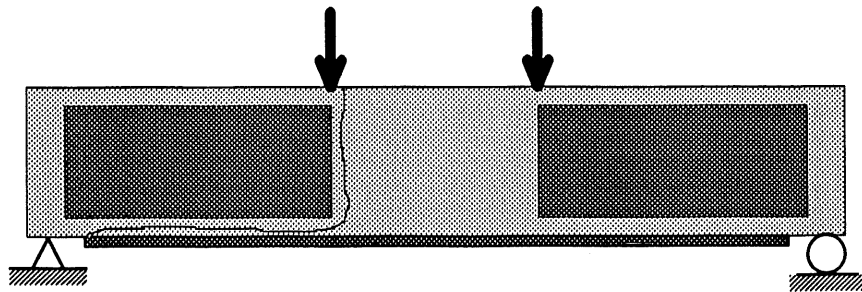


Figure 2.6 - Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre

Enfin, une poutre renforcée d'une plaque en composites et faite d'une seule pièce découpée en forme de I (avant son collage sur la poutre) a fait l'objet d'un chargement (figure 2.7). La rupture classique en flexion s'est produite et l'ensemble a démontré une excellente ductilité.

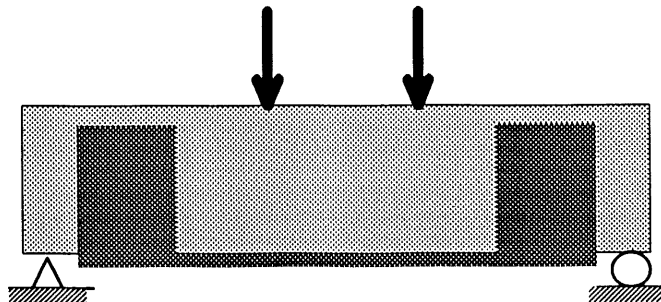


Figure 2.7 - Ancrage et plaque solidaires, en forme de I

2.3 Délaminage dans la région centrale de la poutre

2.3.1 Renforcement par collage d'une plaque d'acier

Aucun cas de décollement dans la région centrale de la poutre n'a été signalé dans la littérature scientifique lorsque le renforcement s'effectuait par collage d'une plaque d'acier.

2.3.2 Renforcement par collage d'une plaque en matériaux composites

Le phénomène de délaminage de la plaque de renforcement dans la région centrale de la poutre apparaît pour la première fois dans un article de Saadatmanesh et Ehsani (1991). L'expérience consistait à renforcer une poutre de béton sans armatures à l'aide d'une plaque de composite en fibres de verre. La poutre était alors chargée aux tiers de sa portée. À cause de l'absence d'armatures longitudinales, une fissure importante s'est développée à la face tendue et a entraîné le décollement de la plaque. Les auteurs ont suggéré d'inclure une certaine quantité d'armatures pour limiter l'ouverture des fissures et empêcher le décollement.

Meier et Kaiser (1991) ont identifié deux types de délaminage lors de leurs essais. Le premier a été nommé *peeling-off* ou décollement rapide de la plaque de renforcement dû à l'ouverture d'une fissure de cisaillement et fut observé sur les poutres avec un fort pourcentage d'acier et de composites. Il était initié sous une des charges concentrées et se propageait vers l'appui le plus rapproché (figure 2.8). Le second type de

délaminage était un décollement progressif dû à une surface de béton non parfaitement plane et fut surtout observé sur des poutres renforcées de plaques minces (figure 2.9).

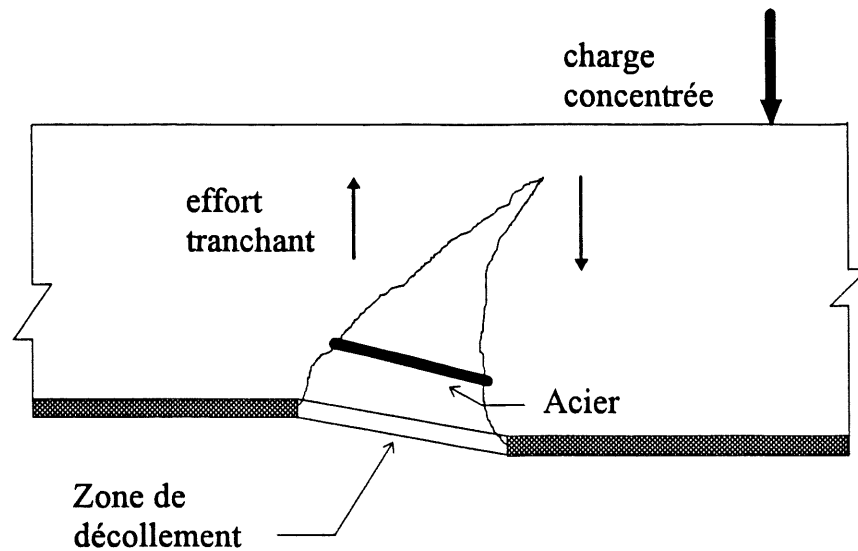


Figure 2.8 - Décollement de type *peeling-off*

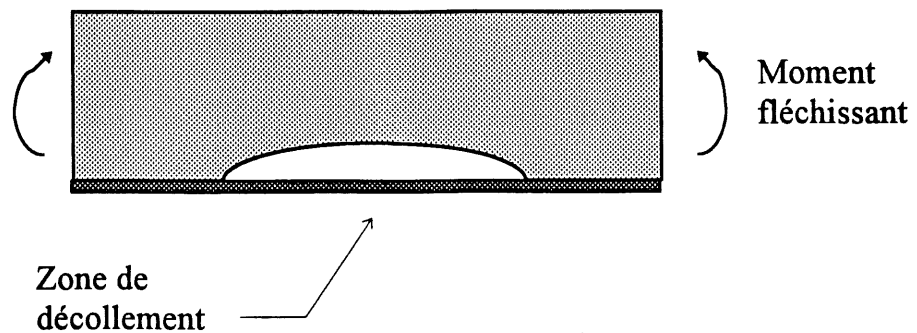


Figure 2.9 - Décollement dû à une surface concave

Triantafillou et Plevris (1992) ont proposé un modèle théorique pour prévoir le décollement de type *peeling-off*. Selon les auteurs, les ouvertures verticale (v) et horizontale (w) d'une fissure de cisaillement sont dues à un glissement relatif des deux faces internes du béton le long de la fissure et d'un effet de levier dans les barres d'armature. De plus, pour une même quantité d'étriers, l'ouverture de la fissure est

contrôlée par le pourcentage d'acier d'armature et de composites. Les auteurs ont supposé que la charge ultime P_u est proportionnelle au rapport des déformations (v/w) multiplié par la rigidité en cisaillement des armatures ($G_s A_s$) et de la plaque de composite ($G_p A_p$):

$$P_u \propto (v/w) (G_s A_s + G_p A_p) \quad (2.1)$$

$$P_u = \lambda (G_s A_s + G_p A_p) \quad (2.2)$$

Selon leur modèle, le délaminage survient pour une valeur critique du rapport (v/w) qui dépend de la qualité du lien entre la plaque et le béton. Le coefficient λ est déterminé expérimentalement. Lors de leur programme expérimental, les auteurs ont testé huit poutrelles (76 mm x 127 mm x 1220 mm; $f'_c = 40$ MPa; A_s : 2M5, $f_y = 400$ MPa; A_v : M5, $s = 40$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de carbone. La longueur de la plaque était de 1070 mm, la largeur variait entre 42.6 et 63.9 mm et l'épaisseur entre 0.2 et 1.9 mm. Le composite utilisé possédait les propriétés suivantes: $E_p = 180$ GPa, $\varepsilon_{pu} = 0.78\%$ et $f_{pu} = 1450$ MPa. La poutrelle témoin a subi une rupture par plastification des armatures et écrasement du béton. Deux autres poutrelles, faiblement renforcées, ont cédé par rupture de la plaque de composite. Enfin, les cinq poutrelles restantes ont subi un décollement de la plaque. Trois des cinq résultats ont servi à calibrer l'équation (2.2) et à déterminer λ comme étant égal à 0.011 ($G_s = 77$ GPa et $G_p = 4.4$ GPa). Les deux autres résultats ont montré une assez bonne concordance avec la courbe ainsi tracée ($\lambda = 0.0098, 0.014$). À noter que la rigidité en cisaillement de la plaque composite ($G_p A_p$) était d'environ 20 fois plus faible que la rigidité en cisaillement de l'acier ($G_s A_s$), ce qui suggère que la charge de délaminage dépend principalement de la grosseur des barres d'armature et non des dimensions de la plaque de composite. Pour cette raison, les charges de délaminage étaient très voisines, même en variant le pourcentage du composite ($P_u = 29.5, 30.5, 27.9, 25.5$ et 37.3 kN). Cette approche pour déterminer la charge de délaminage, bien qu'intéressante, reste à être validée par de plus nombreux essais afin de déterminer ses conditions d'applications et sa fiabilité.

Deblois et Picard (1994) ont effectué des essais sur cinq poutres en béton armé (200 mm x 300 mm x 4000 mm; $f'_c = 25$ MPa; $A_s : 2M15$, $f_y = 500$ MPa; $A_v : M10$, $s = 120$ mm) avec différentes combinaisons de renforcement (plaques unidirectionnelles et bidirectionnelles, boulons). La plaque de renforcement avait une longueur de 3700 mm, une largeur de 150 mm et l'épaisseur variait entre 6 et 11 mm. Les propriétés du composite en fibre de verre utilisé étaient les suivantes : $E_p = 41\,380$ MPa, $\varepsilon_{pu} = 1.67\%$ et $f_{pu} = 690$ MPa. Les auteurs ont observé dans 3 des 5 cas une rupture par délaminage de type *peeling-off* (figure 2.8) qu'ils décrivent comme un « décollement instantané de la plaque causé par l'ouverture d'une fissure située sous une des charges concentrées ». Le décollement s'est rapidement propagé jusqu'à l'appui et a été suivi immédiatement par l'écrasement du béton en compression. Le glissement de la plaque par rapport à la poutre a précédé le délaminage. Les trois poutres étaient renforcées de plaques bidirectionnelles de 6.35 mm d'épaisseur. Sur deux de ces poutres ont été installés des ancrages mécaniques aux extrémités (12 et 24 boulons) (figure 2.3). Les charges de délaminage très semblables ($P_u = 94, 95.4$ et 98 kN) suggèrent que les ancrages mécaniques n'ont pas eu d'influence sur le décollement. Sur une quatrième poutre renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm d'épaisseur plus une plaque unidirectionnelle de 4.75 mm d'épaisseur et 16 boulons aux extrémités, la rupture s'est produite par décollement de la plaque de renforcement à l'une des extrémités ($P_u = 121$ kN). L'ajout d'une plaque unidirectionnelle a augmenté la rigidité globale de la poutre et fait diminuer l'ouverture des fissures de sorte que le décollement de type *peeling-off* n'a pas prévalu. Enfin, la rupture de la cinquième poutre renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm avec 12 boulons aux extrémités et soumise à un préchargement a été causée par le décollement progressif de la plaque sur presque toute sa longueur. Le délaminage était dû à de nombreux vides observés à l'interface plaque-poutre (voir figure 2.9).

McKenna (1993) a effectué des essais sur 16 poutres en béton armé (150 mm x 300 mm x 2000 mm; $f'_c = 35$ MPa; $A_s : 2M20 + 1M10$, $A'_s : 2M10$, $f_y = 420, 530$ MPa (M10, M20); $A_v : M10$, $s = 95$ mm) avec différentes configurations de renforcement (variation de l'orientation des fibres, préchargement). Les plaques en

composites mesuraient 1900 mm de long, 125 mm de large et l'épaisseur était comprise entre 0.5 et 3 mm. Les propriétés des fibres de carbone utilisées étaient les suivantes : $E_p = 138$ GPa et $f_{pu} = 1500$ MPa. Sur les 16 poutres au total, 10 ont subi un décollement de la plaque; les six poutres restantes ont subi la rupture du composite, causée par une importante fissure verticale dans la zone de moment constant. L'auteur a décrit le phénomène de *peeling-off* comme un « décollement brusque de la plaque dû à un déplacement relatif de la poutre, de part et d'autre d'une fissure de cisaillement ». À noter que le décollement s'est propagé par cisaillement du béton à l'interface et non par perte de cohésion dans la colle. Lors d'une première série d'essais (série A), la charge maximale fut associée au voilement des armatures en compression suivi de l'écrasement du béton dans la zone de moment constant. Le bris du composite ou le délaminage de la plaque ne s'est produit qu'après, comme mode de rupture secondaire. Ainsi, le fait d'avoir un fort pourcentage d'aciers d'armature, donc une très grande résistance au cisaillement, a retardé le décollement de la plaque. Cependant, après voilement, des fissures importantes de flexion et de cisaillement se sont ouvertes sous les charges concentrées provoquant le délaminage. Lors d'une deuxième série d'essais (série B), la charge ultime fut associée au bris du composite ou au délaminage de la plaque, suivi du voilement des armatures. L'auteur a attribué ce changement dans l'ordre des phénomènes de rupture à une rigidité flexionnelle relativement faible, due à la mauvaise qualité du composite utilisé pour la série B et à de grands déplacements à mi-portée. Pour les séries A et B, le délaminage est survenu lors d'essais sur les poutres renforcées de la façon suivante, pour les charges de délaminage indiquées :

Série A:

- plaque de 0.5 mm, avec et sans préchargement ($P_u = 228, 228$ kN),
- plaque de 1.0 mm, avec préchargement ($P_u = 237$ kN),
- plaque de 1.5 mm, avec préchargement ($P_u = 252, 252$ kN);

Série B

- plaque de 1.0 mm, orientation $\pm 30^\circ$ des fibres ($P_u = 255, 258$ kN),
- plaque 1.5 mm, sans préchargement ($P_u = 283$ kN),
- plaque 3.0 mm, sans préchargement ($P_u = 293, 308$ kN).

L'auteur a attribué les différences entre les charges de délaminage à la fissuration aléatoire du béton et à la rigidité relativement faible des poutres de la série B. De plus, l'auteur a remarqué que pour les cas de délaminage de la première série, la distribution des contraintes de tension n'était pas uniforme dans les fibres, impliquant une réserve de résistance dans la plaque.

Missihoun (1995) a réalisé des essais sur quatre poutres en béton armé (200 mm x 300 mm x 3000 mm; $f'_c = 40$ MPa; $A_s : 2M10$, $f_y = 440$ MPa, $A_v : M10$, $s = 100$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de composite dont les fibres étaient orientées de diverses façons (trois lamelles à : 0° ; 0° et $\pm 6^\circ$; 0° et $\pm 9^\circ$; 0° et $\pm 12^\circ$). Le fait de combiner $\pm \theta^\circ$ a permis de contrebalancer les effets de torsion de la plaque et de la poutre. Dans tous les essais, la plaque mesurait 2900 mm de long, 166 mm de large et 0.9 mm d'épaisseur. Les propriétés des fibres de carbone utilisées étaient les suivantes : $E_{p11} = 82\ 000$ MPa (direction parallèle aux fibres), $E_{p22} = 35\ 000$ MPa (direction perpendiculaire aux fibres), $G_p = 3700$ MPa. Les quatre poutres ont subi une rupture par délaminage de type *peeling-off* décrite comme le « décollement instantané de la plaque causé par l'ouverture d'une fissure importante sous une des charges concentrées ». Le décollement rapide s'est d'abord propagé jusqu'à l'appui le plus rapproché. Le choc du délaminage a ensuite entraîné l'arrachement d'une partie de la couverture de béton sous les armatures longitudinales, dans la région centrale de la poutre seulement. Les blocs de béton arrachés sont restés collés à la plaque de renforcement. Pour toutes les poutres, les charges de délaminage ont été voisines :

- $P_u = 100$ kN pour fibres orientées à 0° ,
- $P_u = 95$ kN pour fibres orientées à 0° et $\pm 6^\circ$,

- $P_u = 103 \text{ kN}$ pour fibres orientées à 0° et $\pm 9^\circ$,
- $P_u = 105 \text{ kN}$ pour fibres orientées à 0° et $\pm 12^\circ$.

La poutre avec fibres orientées à 0° et $\pm 12^\circ$ était ancrée en U par deux bandes de composite, à une seule extrémité (figure 2.10). Ce dispositif devait servir à empêcher le délaminage du aux contraintes de décollement à l'interface composite-béton (voir Roberts, 1989 et le paragraphe 3.7).

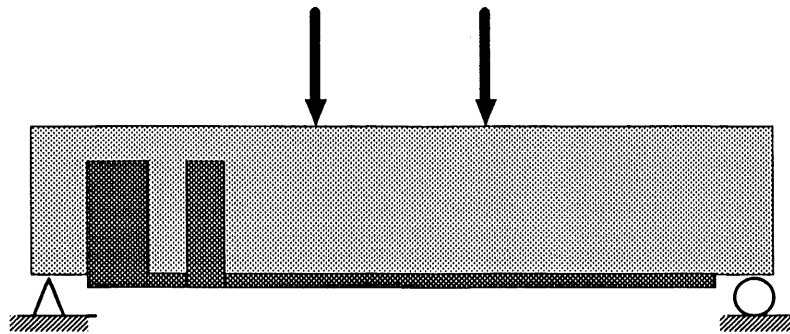


Figure 2.10 - Ancrages en U à une extrémité

Les ancrages ont cédé en cisaillement à la base lorsque le décollement de la plaque est parvenu à l'extrémité de la poutre. L'orientation des fibres n'a pas eu une grande influence sur la charge de délaminage.

M'Bazaa (1995) a réalisé des essais sur quatre poutres en béton armé ayant les mêmes caractéristiques que celles testées par Missihoun (1995) mais renforcées à l'aide de plaques de différentes longueurs (trois lamelles de longueur : 2900, 2900 et 2900 mm; 2900, 2900 et 1900 mm; 2900, 2400 et 2400 mm; 2900, 2400 et 1900 mm.). Le composite était le même que celui utilisé par Missihoun (1995). Les quatre poutres ont subi une rupture par délaminage de type *peeling-off* initiée par « l'ouverture de fissures en cône sous une des charges concentrées, créant un vide à l'interface béton-plaque et une rotation du bloc de béton défini par ces fissures ». Le décollement s'est propagé jusqu'à

l'extrémité et fut accompagné de l'arrachement de blocs de béton sous les armatures et entre les étriers. La charge de délaminage a été pratiquement la même :

- $P_u = 95$ kN pour les lamelles de 2900 mm de longueur,
- $P_u = 105$ kN pour les lamelles de 2900 et 1900 mm de longueur,
- $P_u = 108$ kN pour les lamelles de 2900 et 2400 mm de longueur,
- $P_u = 100$ kN pour les lamelles de 2900, 2400 et 1900 mm de longueur.

Dans ce dernier cas, la poutre était ancrée avec des lamelles en U à une extrémité (figure 2.10). Les ancrages ont subi une rupture en cisaillement après le décollement de la plaque. La variation de la longueur des lamelles n'a pas eu une grande influence sur la charge de délaminage.

2.4 Conclusion

Les nombreux essais effectués sur des poutres renforcées à l'aide d'une plaque en acier ou en matériaux composites ont permis de recenser deux principaux types de délaminage. Le premier, appelé *peeling-off*, débute sous une des charges concentrées et se propage rapidement jusqu'à l'appui le plus près. Ce mode de rupture est observé avec une plaque de faible épaisseur et serait causé par l'ouverture d'une large fissure, l'action de l'effort tranchant et les irrégularités de la surface de collage. Le second type de délaminage provoque l'arrachement de la couverture de béton à l'une des extrémités de la poutre. Ce mode de rupture est commun sur les poutres renforcées avec une plaque plus épaisse et serait causé par de fortes contraintes dans l'interface plaque-béton à l'extrémité de la poutre.

La présente étude fait suite aux essais réalisés par M'Bazaa (1995) et Missihoun (1995). La plaque de renforcement devra aussi être soutenue sous les points de chargement pour empêcher le *peeling-off* observé car les ancrages en U aux extrémités se sont montrés inefficaces.

3. MODÈLES THÉORIQUES

3.1 Introduction

Les modèles théoriques présentés dans ce chapitre permettront de calculer le moment résistant d'une poutre renforcée, de déterminer la longueur de développement minimale requise de la plaque pour soutenir efficacement la tension dans le composite et de prédire la flèche maximale. Aussi, une méthode sera proposée pour évaluer la déformation initiale de la fibre la plus tendue de la poutre avant le renforcement. En plus, quelques équations seront proposées pour trouver la résistance au cisaillement de plaques en matériaux composites collées sur les faces verticales de la poutre. Par la suite, le phénomène du décollement à l'extrémité de la plaque sera étudié à partir de l'analyse des contraintes dans la colle à cet endroit. On verra aussi comment ces contraintes de décollement peuvent affecter la résistance au cisaillement de la poutre. Ensuite, une application numérique permettra de prédire le comportement mécanique des poutres à tester lors du programme expérimental.

3.2 Résistance en flexion d'une poutre renforcée

La méthode proposée pour le calcul de la résistance en flexion d'une poutre en béton armé renforcée par une plaque en matériaux composites a été élaborée à partir des spécifications de la norme CSA-A23.3-94 pour les poutres classiques. La procédure s'inspire de celle élaborée par Deblois et Picard (1994) à partir de la norme CSA-A23.3-84. Les seuls changements apportés dans ce chapitre sont la déformation ultime du béton qui passe de 0.003 à 0.0035 et la prise en compte des coefficients de tenue des matériaux.

La théorie de dimensionnement d'une poutre repose sur les hypothèses suivantes : (i) les sections planes restent planes après déformation, (ii) le comportement non-linéaire du béton est idéalisé par un bloc rectangulaire équivalent et (iii) l'acier d'armature est un matériau élastique-parfaitement plastique.

Quatre conditions supplémentaires doivent être faites pour assurer un comportement ductile et efficace de la poutre renforcée.

D'abord, les dimensions de la plaque sont telles que la charge ultime de la poutre devrait correspondre à un écrasement du béton en compression après plastification des armatures d'acier mais sans bris de la plaque de renforcement. En effet, si la section de la plaque est trop petite, le composite se rompt brutalement sans que le béton en compression n'ait atteint sa déformation ultime et développé sa pleine capacité. Par contre, si le pourcentage de renforcement est trop élevé, les armatures d'acier ne se plastifient pas et la poutre cède par écrasement du béton de façon fragile (Triantafillou et Plevris, 1992).

Deuxièmement, la longueur de développement de la plaque doit être suffisante pour reprendre la tension maximale prévue dans le composite. Si la longueur disponible est plus petite que la longueur minimale requise, le décollement de la plaque est inévitable sans ancrages.

Troisièmement, les effets de décollement de la plaque pouvant causer la rupture prématurée de la poutre sont supposés empêchés par un système d'ancrages efficace, tel que les ancrages en I (voir chapitre 2) ou en U (chapitre 5).

Enfin, le glissement à l'interface poutre-plaque, difficile à prédire, est considéré comme négligeable et l'action du renforcement est totale.

Les étapes suivantes sont proposées pour dimensionner une poutre à renforcer afin que le moment résistant soit plus grand que le moment appliqué.

1. Déterminer les coefficients α_1 et β_1 , définissant la distribution équivalente de la contrainte du béton en compression (figure 3.1), à partir des formules suivantes:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67 \quad (3.1)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c \geq 0.67 \quad (3.2)$$

où f'_c est la résistance en compression du béton (MPa).

Quelques valeurs de α_1 et β_1 , tirées de la norme CSA-A23.3-94, sont données au tableau 3.1.

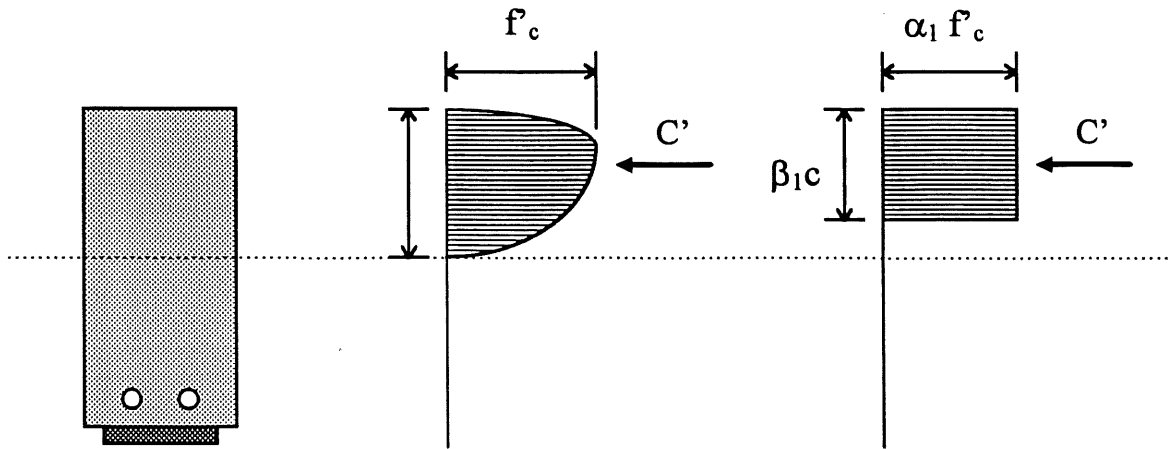


Figure 3.1 - Distribution équivalente de la contrainte de compression dans le béton

TABLEAU 3.1 - Valeurs de α_1 et β_1 en fonction de f'_c

f'_c (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60
α_1	0.82	0.81	0.81	0.80	0.79	0.78	0.78	0.77	0.76
β_1	0.92	0.91	0.90	0.88	0.87	0.86	0.85	0.83	0.82

2. Exprimer les déformations de l'acier (ϵ_s) et de la plaque de renforcement (ϵ_p) en fonction de la déformation ultime du béton en compression (ϵ'_c) et des dimensions de la poutre (figure 3.2).

$$\epsilon_s = \epsilon'_c \frac{d - c}{c} \quad (3.3)$$

$$\epsilon_p = \epsilon'_c \frac{h + 0.5 t_p - c}{c} - \epsilon_0 \quad (3.4)$$

où c est la distance entre la fibre la plus comprimée et l'axe neutre,
 d est la profondeur effective de la poutre,
 h est la hauteur de la poutre,
 t_p est l'épaisseur de la plaque,
 ϵ_0 est la déformation initiale de la fibre la plus tendue du béton, lors du renforcement,
 $\epsilon'_c = 0.0035$.

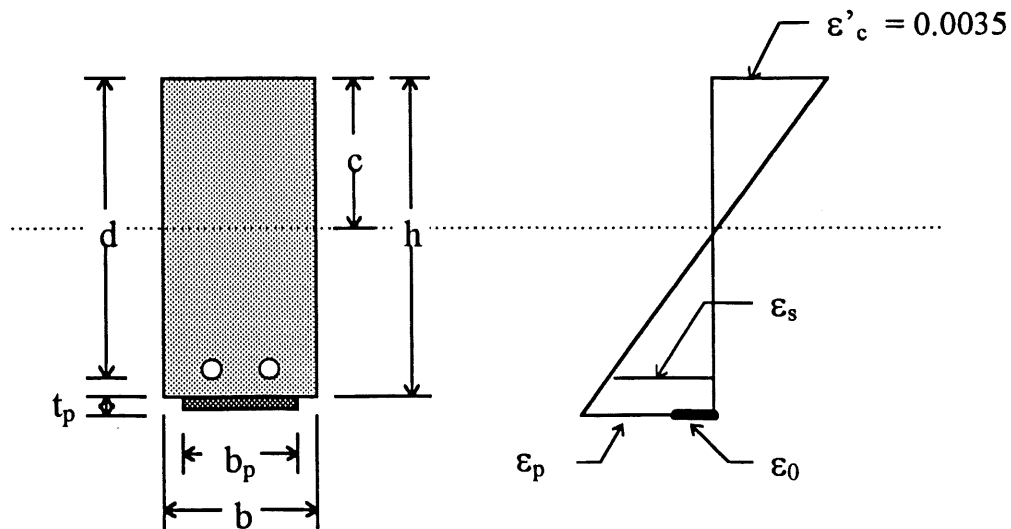


Figure 3.2 - Dimensions de la section et distribution des déformations

L'épaisseur de la plaque (t_p) pour des fibres orientées selon l'axe longitudinal de la poutre et pour un chargement uniaxial du composite, peut être évaluée par l'équation (3.5):

$$t_p = n \cdot t_1 \quad (3.5)$$

où n est le nombre de lamelles de composite utilisées,
 t_1 est l'épaisseur d'une lamelle de composite.

3. Calculer la position de l'axe neutre d'après l'équilibre des forces agissant sur une section de la poutre.

Les trois efforts internes, représentés à la figure 3.3, sont la force de compression dans le béton (C') et les forces de tension dans les armatures d'acier (T_s) et la plaque de renforcement (T_p). L'expression de ces forces est formulée par les équations (3.6) à (3.8).

$$C' = \varphi_c (\alpha_1 f'_c) (\beta_1 c) b \quad (3.6)$$

$$T_s = \varphi_s A_s f_y \quad (3.7)$$

$$T_p = \varphi_p E_p \varepsilon_p b_p t_p \quad (3.8)$$

où A_s est l'aire de la section d'acier,
 b est la largeur de la poutre,
 b_p est la largeur de la plaque de renforcement,
 E_p est le module élastique du composite,
 f_y est la limite élastique de l'acier,
 φ_c , φ_p et φ_s sont des coefficients de tenue pour le béton, le composite et l'acier, respectivement.

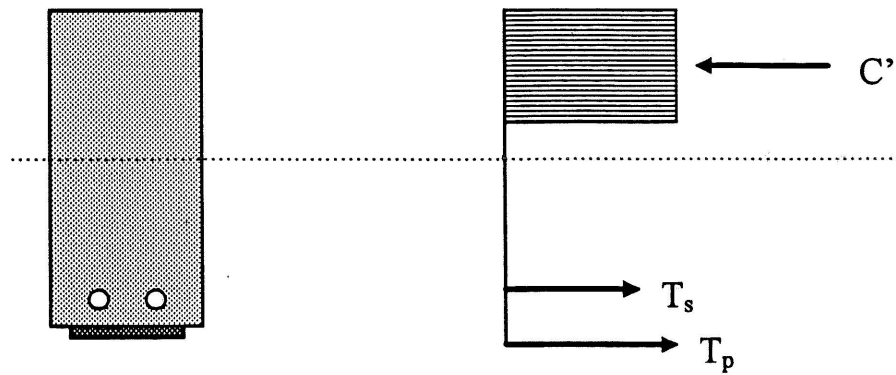


Figure 3.3 - Équilibre des forces internes

Des facteurs de tenue des matériaux peuvent être introduits dans le calcul du moment. Les valeurs numériques pour ces facteurs sont pour la plupart tirées de la norme CSA-A 23.3-94.

Le moment résistant pondéré (M_r) est calculé avec $\varphi_c = 0.6$, $\varphi_p = 0.90$ et $\varphi_s = 0.85$. La valeur de φ_p a été proposée par Zoghmar (1997) à partir d'une étude statistique de fiabilité.

Le moment résistant nominal (M_n) est calculé avec $\varphi_c = \varphi_p = \varphi_s = 1$. Il représente la résistance réelle à la rupture de la poutre en flexion, sans considération toutefois pour l'écrouissage de l'acier.

Le moment résistant probable (M_p) est calculé avec $\varphi_c = \varphi_p = 1$ et $\varphi_s = 1.25$. M_p représente la résistance réelle à la rupture de la poutre en flexion en considérant l'écrouissage de l'acier. La valeur $\varphi_s = 1.25$ est suggérée par la norme CSA-A23.3-94 pour tenir compte de l'écrouissage de l'acier dans le calcul sismique. Même s'il ne s'agit pas dans ce chapitre de faire une analyse dynamique, le facteur $\varphi_s = 1.25$ demeure en tout temps une valeur juste pour évaluer l'écrouissage de l'acier.

En substituant ε_p dans l'équation (3.8) par son expression en fonction de ε'_c (éq. 3.4), on obtient:

$$T_p = \varphi_p E_p \left(\varepsilon'_c \frac{h + 0.5 t_p - c}{c} - \varepsilon_0 \right) b_p t_p \quad (3.9)$$

L'équilibre des forces dans la section est défini comme:

$$C' = T_s + T_p \quad (3.10)$$

En substituant (3.6), (3.7) et (3.9) dans (3.10), on obtient une équation du second degré ayant pour seule inconnue c , la position de l'axe neutre:

$$\varphi_c (\alpha_1 f'_c) (\beta_1 c) b = \varphi_s A_s f_y + \varphi_p E_p \left(\varepsilon'_c \frac{h + 0.5 t_p - c}{c} - \varepsilon_0 \right) b_p t_p \quad (3.11)$$

En divisant les termes de l'équation (3.11) par bd^2 et en regroupant les termes, on a finalement:

$$\varphi_c (\alpha_1 f'_c) \beta_1 \left(\frac{c}{d} \right)^2 + [\varphi_p \rho_p E_p (\varepsilon'_c + \varepsilon_0) - \varphi_s \rho_s f_y] \left(\frac{c}{d} \right) - \varphi_p \rho_p E_p \varepsilon'_c \frac{h + 0.5 t_p}{d} = 0 \quad (3.12)$$

où $\rho_p = \frac{b_p t_p}{b d}$ est le pourcentage de composite,
 $\rho_s = \frac{A_s}{b d}$ est le pourcentage d'acier.

La résolution de l'équation 3.12 permet de déterminer c , la position de l'axe neutre:

$$\left(\frac{c}{d} \right) = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (3.13)$$

où $A = \varphi_c (\alpha_1 f'_c) \beta_1$
 $B = \varphi_p \rho_p E_p (\varepsilon'_c + \varepsilon_0) - \varphi_s \rho_s f_y$
 $C = - \varphi_p \rho_p E_p \varepsilon'_c \frac{h + 0.5 t_p}{d}$

4. Calculer le moment résistant (M) de la poutre par équilibre des moments internes autour de l'axe neutre:

$$M = C' \left(c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + T_s (d - c) + T_p (h + 0.5 t_p - c) \quad (3.14)$$

En introduisant les équations (3.6), (3.7) et (3.9) dans (3.14) on obtient l'expression de M en fonction des pourcentage d'acier (ρ_s) et de composite (ρ_p):

$$M = bd^2 \left[\varphi_c (\alpha_1 f'_c) \beta_1 \left(1 - \frac{\beta_1}{2} \right) \left(\frac{c}{d} \right)^2 + \varphi_s \rho_s f_y \left(1 - \frac{c}{d} \right) + \varphi_p \rho_p E_p \left(\epsilon'_c \frac{h + 0.5 t_p - c}{c} - \epsilon_0 \right) \left(\frac{h + 0.5 t_p - c}{d} \right) \right] \quad (3.15)$$

Si le moment appliquée est plus grand que le moment résistant, il faut reprendre les calculs de l'étape 3 du dimensionnement en augmentant les dimensions de la section du composite.

5. Vérifier si la longueur de développement disponible permet d'obtenir toute la tension dans le composite. La longueur de développement disponible est définie comme la distance entre l'appui et la plus proche section où s'applique le moment maximum. Cette étape est importante car la longueur de développement requise augmente rapidement avec l'épaisseur de la plaque de renforcement.

La tension induite dans le composite doit être reprise en cisaillement par la colle, de part et d'autre de la zone du moment maximum, sur une longueur suffisante pour permettre à la poutre de développer la résistance voulue (figure 3.4).

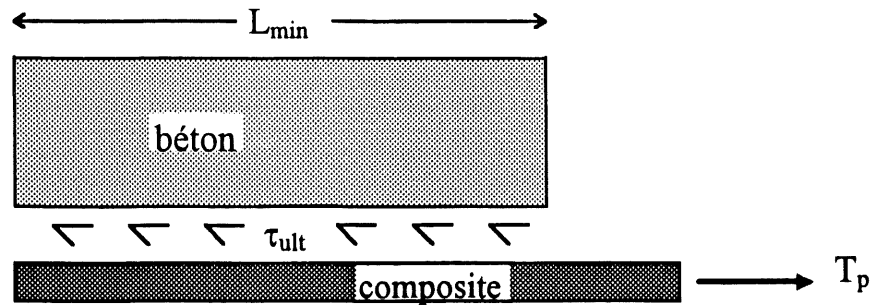


Figure 3.4 - Longueur de développement de la plaque et équilibre des forces dans l'interface

L'équilibre des forces se traduit par l'équation (3.16).

$$T_p = \tau_{ult} L_{min} b_p \quad (3.16)$$

où T_p est la force sollicitant la plaque, calculée avec (3.9),
 τ_{ult} est la résistance ultime au cisaillement de l'interface,
 L_{min} est la longueur de développement requise pour permettre la force T_p .

En réarrangeant (3.16), on isole L_{min} :

$$L_{min} = \frac{T_p}{\tau_{ult} b_p} \quad (3.17)$$

Les équations (3.16) et (3.17) supposent une distribution uniforme de la contrainte de cisaillement dans la colle sur toute la longueur de la plaque. La valeur numérique de τ_{ult} est déterminée expérimentalement par des essais d'arrachement d'une languette de composite collée à un bloc de béton (voir chapitre 4). La contrainte τ_{ult} correspond à la cohésion du béton à l'interface colle-béton et ne peut être déterminée qu'expérimentalement.

Si la longueur de développement minimale ne peut être fournie à cause des dimensions de la poutre, le moment résistant dépend de la longueur disponible (voir paragraphe 3.3 pour évaluer le moment résistant dans ce cas). Même s'il s'avère que le moment résistant est suffisant avec une longueur de développement inférieure à la longueur minimale requise, la rupture aurait lieu par décollement de la plaque et non par écrasement du béton. Il est donc nécessaire d'augmenter la surface de cisaillement pour équilibrer la tension dans la plaque en collant des ancrages en U de part et d'autre de la zone de moment maximum, par exemple.

6. Vérifier l'état des déformations dans l'acier et le composite.

Comme l'acier est plastifié lorsque survient la rupture, la déformation dans l'acier (ϵ_s) doit être supérieure à la déformation correspondant à la limite élastique (ϵ_y) définie comme suit:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (3.18)$$

où $E_s = 200$ GPa est le module élastique de l'acier.

Ainsi, d'après l'équation (3.3), on a:

$$\epsilon_s = \epsilon'_c \frac{d - c}{c} > \epsilon_y \quad (3.19)$$

De plus, la déformation dans la plaque doit être inférieure à la déformation ultime du composite pour obtenir le mode de rupture souhaité. Ainsi, d'après l'équation (3.4).

$$\varepsilon_p = \varepsilon'_c \frac{h + 0.5 t_p \cdot c}{c} - \varepsilon_0 < \varepsilon_{pu} \quad (3.20)$$

où ε_{pu} est la déformation ultime de la plaque de renforcement.

En combinant (3.19) et (3.20), des bornes inférieure et supérieure sont déterminées pour la position de l'axe neutre (c):

$$\frac{\varepsilon'_c(h + 0.5 t_p)}{d(\varepsilon_{pu} + \varepsilon_0 + \varepsilon'_c)} < \left(\frac{c}{d} \right) < \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_y + \varepsilon'_c} \quad (3.21)$$

Si la condition pour la borne inférieure n'est pas satisfaite, il faut reprendre le calcul de l'étape 3 en augmentant les dimensions de la section du composite. Si la borne supérieure est dépassée, il faut reprendre le calcul de l'étape 3 en diminuant les dimensions de la section du composite. La solution finale est donc obtenue par itérations, jusqu'à ce que le moment résistant soit adéquat et les conditions sur les déformations vérifiées. L'utilisation d'un chiffrier électronique peut diminuer considérablement le temps de calcul.

3.3 Moment résistant avec une longueur de développement insuffisante

D'abord, il faut déterminer la tension que peut soutenir la plaque de renforcement avec la longueur de développement disponible (éq. (3.22)).

$$T_p = \tau_{ult} L_{disp} b_p \quad (3.22)$$

où L_{disp} est la longueur de développement disponible.

Ensuite, il faut faire une hypothèse sur l'état des déformations dans l'acier à la rupture. On calcule T_s d'après l'équation (3.23) si l'acier est plastifié ou d'après l'équation (3.24) si l'on pense que l'acier n'aura pas atteint la limite élastique lorsque surviendra le décollement.

$$T_s = A_s f_y \quad (3.23)$$

$$T_s = A_s E_s \varepsilon_s \quad (3.24)$$

où E_s est le module élastique de l'acier (200 GPa),
 ε_s est la déformation élastique de l'acier,

D'après l'équilibre des forces donné par (3.10), on calcule la valeur de C' .

$$C' = T_s + T_p \quad (3.10)$$

Puis, on détermine la position de l'axe neutre équivalent (c_e) donnée par :

$$c_e = \frac{T_p + T_s}{\alpha_1 f_c \beta_1 b} \quad (3.25)$$

Ensuite, on calcule le moment correspondant au décollement de la plaque :

$$M = C' \left(c_e - \frac{\beta_1 c_e}{2} \right) + T_s (d - c_e) + T_p (h + 0.5 t_p - c_e) \quad (3.26)$$

Enfin, on vérifie l'hypothèse faite sur la déformation dans l'acier avec (3.27) :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_p \frac{d - c_e}{h + 0.5 t_p - c_e} \quad (3.27)$$

où $\varepsilon_p = \frac{T_p}{b_p t_p E_p}$ est la déformation de la plaque.

Si la déformation dans l'acier ϵ_s calculée avec l'équation (3.27) ne concorde pas avec l'hypothèse faite avec le choix de l'équation (3.23) ou (3.24), il faudra reprendre la procédure en considérant l'autre hypothèse comme exacte.

3.4 Flèche instantanée maximale

La méthode proposée par la norme CSA-A23.3-94 pour le calcul de la déflexion maximale d'une poutre est adaptée ici afin de tenir compte de la plaque de renforcement. Les étapes présentées ci-dessous pour le calcul des moments d'inertie ont été élaborées par Missihoun (1995).

1. Déterminer le moment d'inertie brut (I_g), le moment de la section fissurée (I_{cr}) et le moment d'inertie effectif (I_e).

Le moment d'inertie brut (I_g) est calculé pour la section non fissurée:

$$I_g = \frac{b h^3}{12} \quad (3.28)$$

Le moment d'inertie de la section fissurée (I_{cr}) est calculé à partir de la section transformée : les sections de l'acier et du composite sont transformées en sections équivalentes de béton (figure 3.5). Les facteurs de conversion pour l'acier (m_s) et pour le composite (m_p) sont définis comme le rapport du module élastique du matériau à transformer sur celui du matériau de référence.

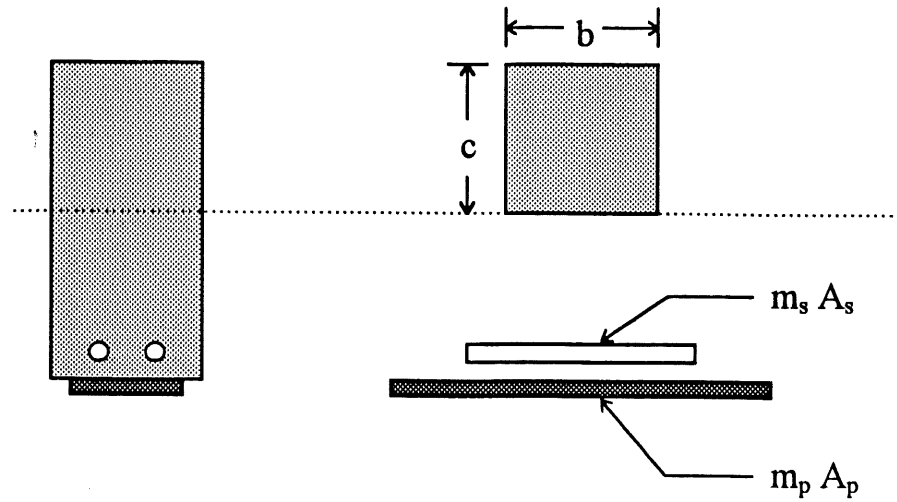


Figure 3.5 - Section équivalente transformée en béton

Ainsi,

$$m_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.29)$$

$$m_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (3.30)$$

où $E_c = 4500 \sqrt{f_c}$ pour un béton de poids normal.

L'équilibre des efforts internes pour la section transformée s'écrit:

$$0.5 f_c A_c = A_s f_s + A_p f_p \quad (3.31)$$

où

$$A_c = b c,$$

$$f_c = E_c \epsilon_c,$$

$$f_p = m_p E_c \epsilon_p,$$

$$f_s = m_s E_c \epsilon_s.$$

En substituant (3.3), (3.4) dans (3.31), on obtient l'équation du second degré suivante dont la seule inconnue est la position de l'axe neutre (c):

$$0.5b(c)^2 + (m_s A_s + m_p A_p (1 + \epsilon_0)) (c) - (m_s A_s d + m_p A_p (h + 0.5 t_p)) = 0 \quad (3.32)$$

La solution de (3.32) est exprimée sous la forme suivante:

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (3.33)$$

où

$$\begin{aligned} A &= 0.5 b, \\ B &= m_s A_s + m_p A_p (1 + \epsilon_0), \\ C &= -(m_s A_s d + m_p A_p (h + 0.5 t_p)). \end{aligned}$$

Connaissant la position de l'axe neutre (c), le moment d'inertie de la section fissurée (I_{cr}) par rapport à l'axe neutre est donné par:

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{3} + m_s A_s (d - c)^2 + m_p A_p (h + 0.5 t_p - c)^2 \quad (3.34)$$

Le moment d'inertie effectif (I_e) est défini par:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 < I_g \quad (3.35)$$

où

$$M_{cr} = 0.1 \sqrt{f_c} b d^2 \text{ est le moment de fissuration pour une poutre de section rectangulaire,}$$

M_a est le moment maximal produit par les charges de service

2. Détermination de la flèche maximale selon le type de chargement.

Pour deux charges concentrées d'intensité $P/2$ appliquées aux tiers de la portée d'une poutre simplement appuyée (figure 3.6a), la déflexion maximale au centre est donnée par (3.36).

$$\Delta_{2P} = \frac{23}{1296} \frac{P L^3}{E_c I_c} \quad (3.36)$$

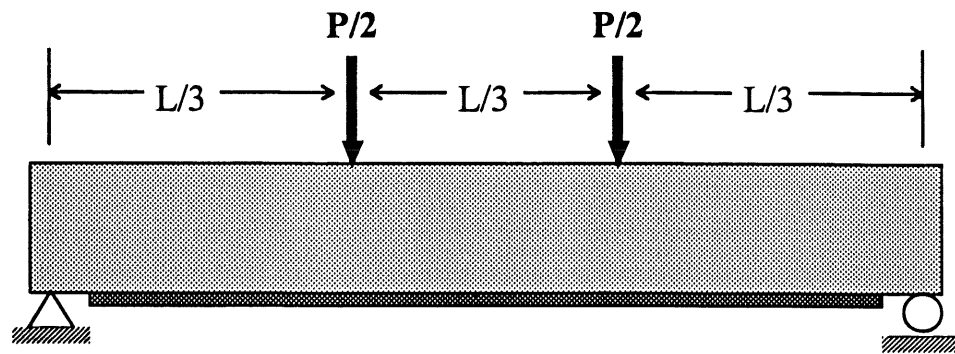
Pour quatre charges concentrées d'intensité $P/4$ appliquées comme indiqué à la figure 3.6b sur une poutre simplement appuyée, la déflexion maximale au centre est donnée par:

$$\Delta_{4P} = \frac{89}{5184} \frac{P L^3}{E_c I_c} \quad (3.37)$$

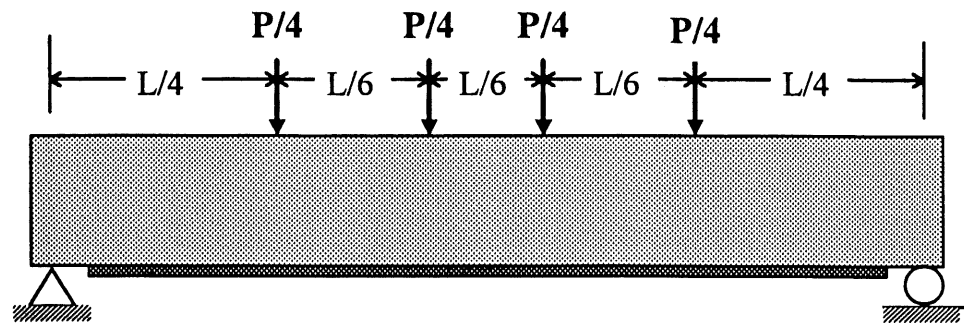
Pour une charge répartie (w) correspondant au poids propre de la poutre (figure 3.6c), la déflexion maximale au centre est donnée par l'équation (3.38).

$$\Delta_w = \frac{5}{384} \frac{w L^4}{E_c I_c} \quad (3.38)$$

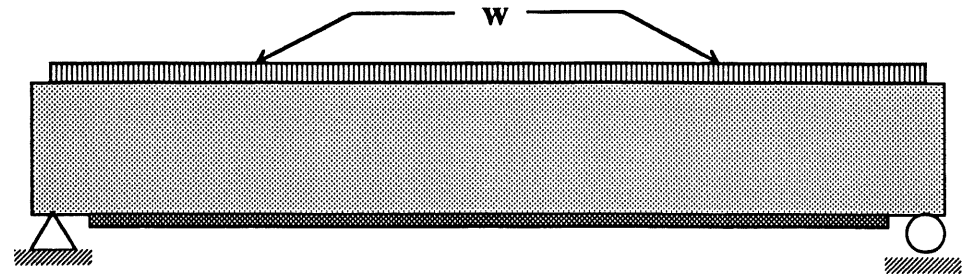
La combinaison de la flèche due aux charges concentrées et de celle due à la charge répartie sera utilisée pour prédire la flèche des poutres testées lors des essais. À noter que les flèches calculées à l'aide des équations ci-dessus correspondent aux flèches admissibles et ne s'appliquent que sous les charges de service. En effet, la méthode de calcul ne tient pas compte des grandes rotations causées par la plastification des armatures à la rupture de la poutre. Ainsi, les flèches calculées par cette méthode devraient sous-estimer celles que l'on devrait obtenir expérimentalement à la rupture des poutres renforcées. Ce modèle laisse donc place à amélioration.



(a)



(b)



(c)

Figure 3.6 - Cas de chargement pour les poutres à tester lors du programme expérimental

3. Vérifier que la flèche calculée est inférieure à la flèche maximale permise. Sinon, il faut reprendre le calcul de l'étape 1 en augmentant les dimensions de la section du composite.

3.5 Déformation initiale de la fibre la plus tendue

La méthode suivante est proposée pour évaluer la déformation ε_0 du béton à la face où sera collée la plaque de composite lors du renforcement. Le calcul se fait en déterminant la courbure maximale (ϕ_{\max}) associée au moment appliqué sur la poutre lors de la réhabilitation. Ce moment est engendré par les charges mortes telles que le poids de la poutre et de la dalle qu'elle soutient et des charges vives si la structure est occupée. Il est préférable que la poutre soit très légèrement chargée lors du renforcement, voire même soutenue, pour minimiser la déformation initiale ε_0 et maximiser l'action du composite.

1. Calculer la courbure maximale ϕ_{\max} telle que :

$$\phi_{\max} = \frac{M_{\max}}{E_c I_e} \quad (3.39)$$

où M_{\max} est le moment maximum appliqué sur la poutre lors du renforcement,
 I_e est le moment d'inertie effectif de la section avant le renforcement.

Le moment d'inertie effectif de la section non renforcée (I_e) est calculé de la même façon qu'indiqué au paragraphe 3.3, en omettant cependant les termes associés au composite. Ainsi, l'équation d'équilibre des forces internes devient:

$$0.5 f_c A_c = A_s f_s \quad (3.40)$$

La position de l'axe neutre (c) est donnée en résolvant l'équation suivante :

$$0.5 b (c)^2 + (m_s A_s) (c) - m_s A_s d = 0 \quad (3.41)$$

Soit :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (3.42)$$

où

$$\begin{aligned} A &= 0.5 b, \\ B &= m_s A_s, \\ C &= -m_s A_s d. \end{aligned}$$

Le moment d'inertie de la section fissurée I_{cr} s'écrit alors :

$$I_{cr} = \frac{b c^3}{3} + m_s A_s (d - c)^2 \quad (3.43)$$

Le moment d'inertie effectif (I_e) est défini par :

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 < I_g \quad (3.44)$$

où M_{max} est le moment utilisé à l'équation (3.39).

2. Déterminer la déformation initiale ε_0 du béton. La courbure ϕ_{max} calculée par (3.39) est aussi égale à :

$$\phi_{max} = \frac{\varepsilon_{c, max}}{c} \quad (3.45)$$

où $\varepsilon_{c, max}$ est la déformation du béton à la fibre la plus comprimée,
 c est la position de l'axe neutre calculée avec l'équation (3.42).

Or, la déformation ε_0 peut s'exprimer comme suit, selon l'hypothèse que les sections planes restent planes après déformation :

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c, \max} \frac{h - c}{c} \quad (3.46)$$

En utilisant (3.39) et (3.45) dans (3.46), on obtient finalement ε_0 :

$$\varepsilon_0 = \frac{M_{\max}}{E_c I_c} (h - c) \quad (3.47)$$

La valeur ε_0 est maintenant utilisée dans les équations du paragraphe 3.2 pour déterminer la résistance en flexion de la poutre renforcée.

3.6 Renforcement en cisaillement par collage de plaques sur les faces verticales

Al-Sulaimani et coll. (1994) ont proposé des expressions permettant d'évaluer la capacité de divers types de renforcement en cisaillement faits de plaques en matériaux composites collées sur les deux faces verticales d'une poutre. Les auteurs ont testé 16 poutrelles en béton armé (150 mm x 150 mm x 1250 mm; $f'_c = 37.7$ MPa; A_s : 2M10, A'_s : 2M5, $f_y = 450$ MPa; A_v : M6, $s = 200$ mm) renforcées avec une plaque en fibres de verre tissées ($f_{pu} = 200$ MPa). Trois configurations de renforcement ont été testés : lamelles équidistantes, plaques indépendantes continues et ancrages en U continus (figures 3.7 a, b et c, respectivement).

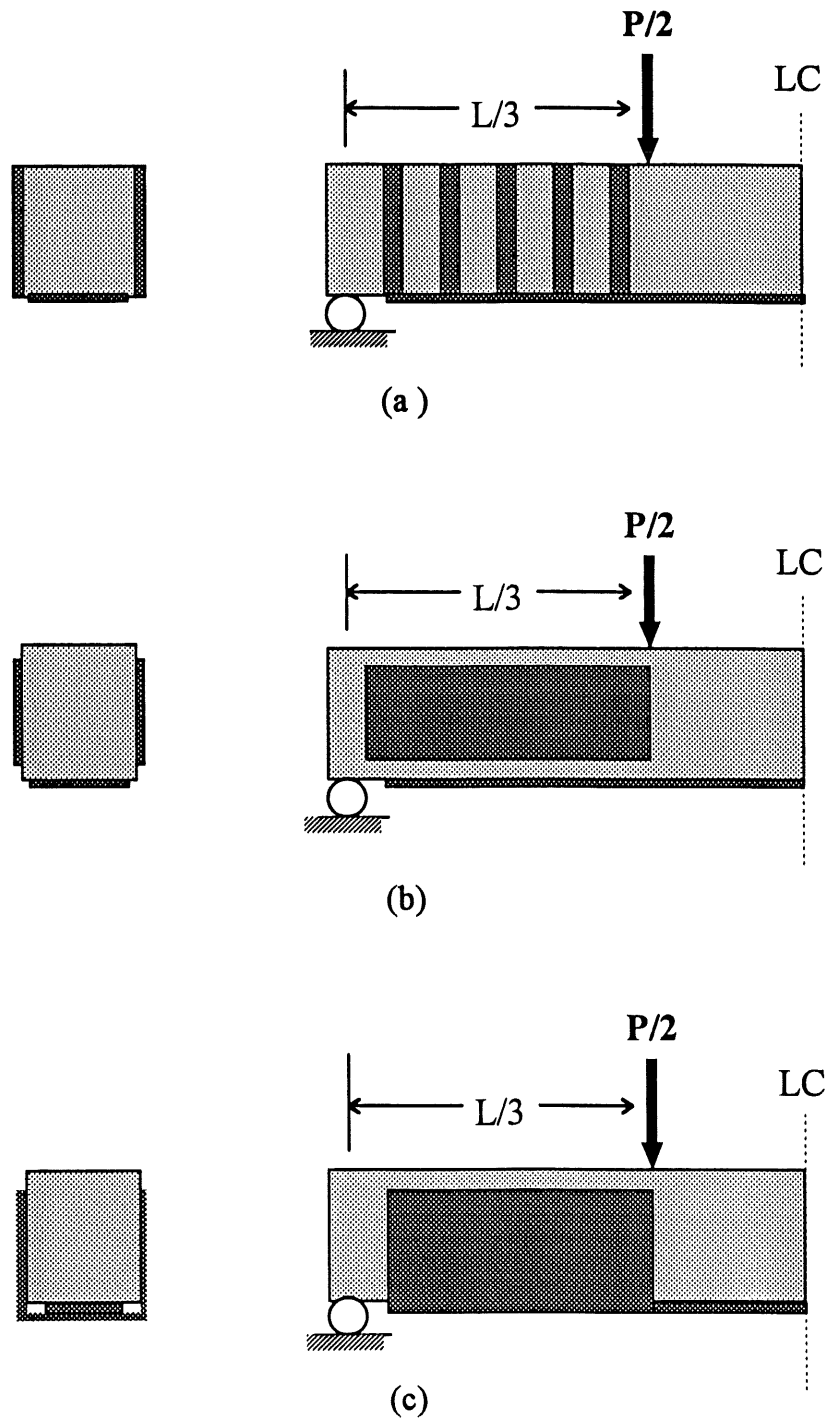


Figure 3.7 - Trois cas de renforcement en cisaillement

La résistance au cisaillement du renforcement (V_p) dépend dans tous les cas de la contrainte de cisaillement τ à l'interface béton-composite. Cette contrainte est soit calculée à partir de la charge de rupture des poutres renforcées, soit déterminée d'après des essais d'arrachement d'une lamelles de composite collée à un bloc de béton.

La résistance V_p pour des lamelles équidistantes correspondant à la figure 3.7 (a) est donnée par l'équation (3.48).

$$V_p = 2 \left(\frac{F_p d}{s_l} \right) = 2 \left(\frac{\tau_{moy} \frac{t_l h_l}{2} d}{s_l} \right) \quad (3.48)$$

où F_p est la force résistant à la fissuration et à l'effort tranchant,
 h_l est la hauteur d'une lamelle,
 s_l est l'espacement centre à centre des lamelles,
 t_l est la largeur d'une lamelle,
 τ_{moy} est la contrainte de cisaillement moyenne dans l'interface, déterminée expérimentalement.

La force F_p et la distribution τ_{moy} sont illustrées à la figure 3.8.

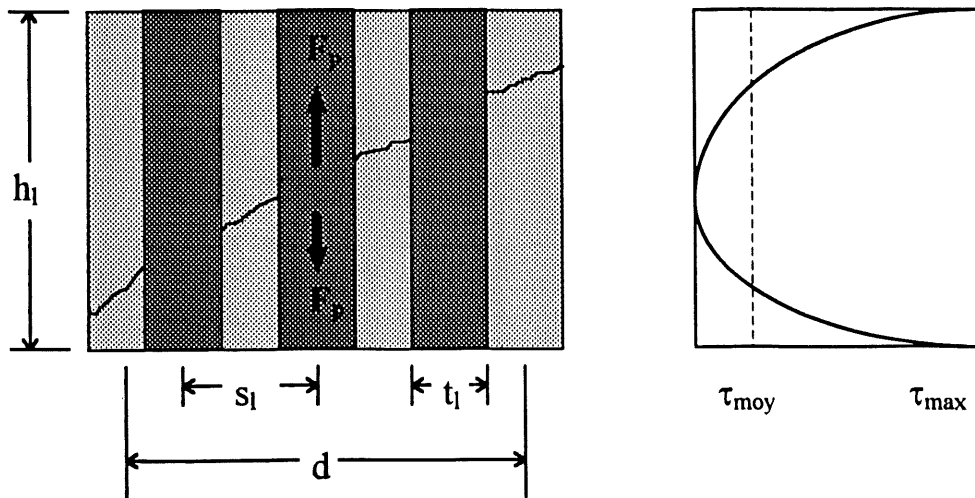


Figure 3.8 - Force F_p et distribution de la contrainte τ à l'interface pour des lamelles équidistantes

La valeur de V_p a été déterminée expérimentalement à partir de la charge de rupture de la poutre en cisaillement, selon l'équation suivante (3.49).

$$V_p = V_{\text{expt}} - (V_c + V_s) \quad (3.49)$$

où $V_c = 0.17 (\sqrt{f_c} + 100 \rho_s) b d$ est considéré comme la résistance au cisaillement du béton avec ρ_s le pourcentage d'acier,
 V_{expt} est l'effort tranchant sollicitant la poutre à la rupture,
 $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$ est la résistance au cisaillement des étriers espacés de s .

Connaissant V_p , les auteurs ont fait l'hypothèse d'une distribution uniforme équivalente de la contrainte de cisaillement à l'interface et ont tiré de l'équation (3.49) une valeur pour τ_{moy} . Selon Al-Sulaimani et coll., la distribution réelle de la contrainte présente un pic aux extrémités de la lamelle qui serait causé par la discontinuité géométrique des ancrages à ces endroits. Plusieurs lamelles ont décollé lorsque τ_{max} a atteint τ_{ult} . À noter que les auteurs n'ont pas étudié l'effet de l'orientation des fibres sur l'efficacité des ancrages ou de la plaque de renforcement.

La résistance V_p des plaques indépendantes continues correspondant à la figure 3.7 (b) est donnée par:

$$V_p = 2 F_p = 2 \left[\tau_{\text{moy}} \frac{d h_a}{2} \right] \quad (3.50)$$

où h_a est la hauteur de l'aile collée.

La distribution du cisaillement à l'interface est illustrée à la figure 3.9. Avec la même méthodologie que pour les lamelles, la valeur moyenne équivalente de la contrainte a été déterminée expérimentalement. L'une des extrémités de l'aile a décollé lorsque τ_{max} a atteint τ_{ult} . À noter que pour les deux premières configurations de renforcement en cisaillement, le décollement s'est produit à l'extrémité inférieure de l'ancrage.

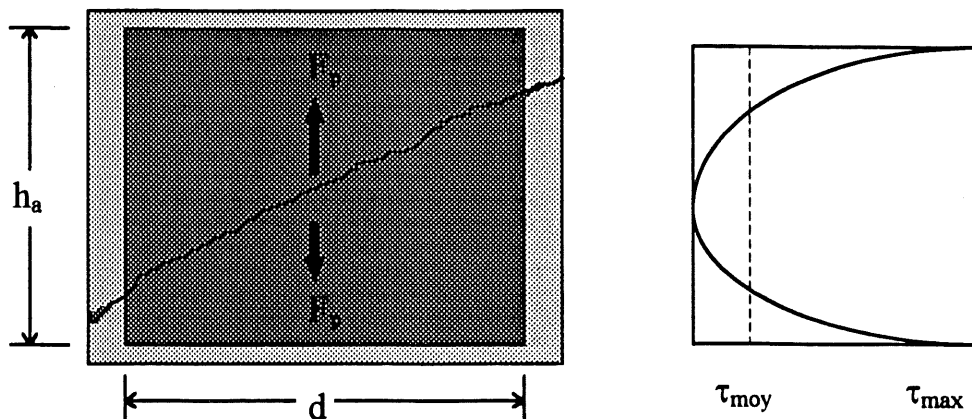


Figure 3.9 - Force F_p et distribution de la contrainte τ à l'interface pour des plaques continues

La résistance V_p de l'ancrage en U, illustré à la figure 3.7 (c), est donnée par:

$$V_p = 2 F_p = 2 \left[\tau_{ult} \frac{d h_u}{2} \right] \quad (3.51)$$

où h_u est la hauteur de l'ancrage sur les faces verticales.

Les auteurs ont proposé que le calcul de V_p s'effectue en supposant que la continuité géométrique à la base du renforcement minimise la concentration de la contrainte de cisaillement qui existait dans les deux premiers cas. Le décollement ainsi empêché, la contrainte dans l'interface pourrait atteindre τ_{ult} sur toute la surface du renforcement (figure 3.10).

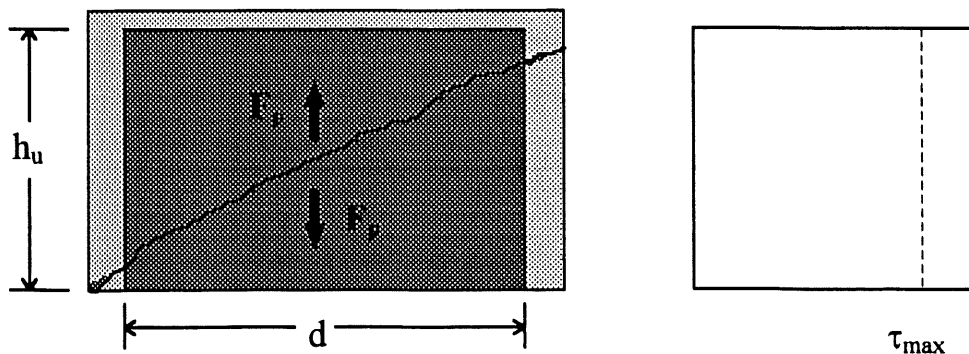


Figure 3.10 - Force F_p et distribution de la contrainte τ à l'interface pour un ancrage en U

3.7 Contraintes de décollement et effet sur la résistance au cisaillement de la poutre

3.7.1 Contraintes de décollement aux extrémités de la plaque de renforcement en flexion

Roberts (1989) a proposé un modèle pour déterminer l'état des contraintes dans la colle, maximales aux extrémités de la plaque. L'analyse de Roberts conclut à la présence de deux contraintes : une contrainte de cisaillement (τ_0) et une contrainte normale (σ_0) appelées aussi contraintes de décollement (figure 3.11). Les expressions simplifiées de ces deux contraintes sont données aux équations (3.52) et (3.53).

$$\tau_0 = \left[V_0 + \left(\frac{K_s}{E_p b_p t_p} \right)^{0.5} M_0 \right] \left(\frac{b_p t_p}{I b_a} \right) (h + 0.5 t_p - c) \quad (3.52)$$

$$\sigma_0 = \tau_0 t_p \left(\frac{K_n}{4 E_p I_p} \right)^{0.25} \quad (3.53)$$

où c est la position de l'axe neutre calculée à partir de (3.13),

$I = I_{cr} \frac{E_c}{E_p}$ est le moment de la section transformée en composite et I_{cr} est déterminé à partir de (3.34),

$I_p = \frac{b_p t_p^3}{12}$ est l'inertie propre de la plaque,

$K_n = E_a \frac{b_a}{t_a}$ est la rigidité normale de la colle,

$K_s = G_a \frac{b_a}{t_a}$ est la rigidité en cisaillement de la colle,

b_a et t_a sont la largeur et l'épaisseur de la couche de colle, respectivement,

E_a et G_a sont le module élastique et le module de cisaillement de la colle, respectivement,

M_0 et V_0 sont le moment fléchissant et l'effort tranchant dans la poutre au point d'arrêt de la plaque, respectivement.

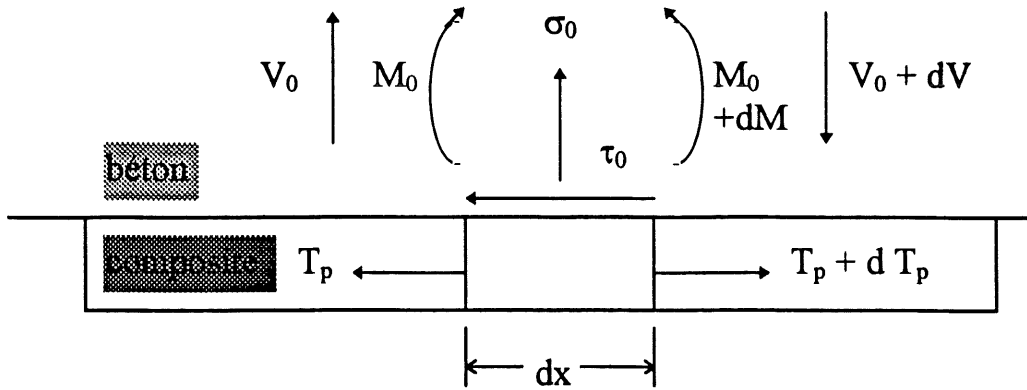


Figure 3.11 - Forces et contraintes agissant à l'interface béton-composite

En exprimant M_0 en fonction de V_0 , il est possible d'isoler V_0 dans l'équation (3.52) et, tous les autres paramètres étant connus, de déterminer l'effort tranchant admissible (V_u) correspondant à la rupture en cisaillement de la colle à l'extrémité de la plaque. Pour une poutre simplement appuyée et soumise à deux charges concentrées (V_0) appliquées aux tiers de la portée, $M_0 = a V_0$ où a est la distance séparant l'appui et le bord de la plaque. Ainsi, l'effort tranchant admissible est :

$$V_u = \frac{\tau_{ult}}{\left(1 + a \left(\frac{K_s}{E_p b_p t_p}\right)^{0.5}\right) \left(\frac{b_p t_p}{I b_a}\right) (h + 0.5 t_p - c)} \quad (3.54)$$

La contrainte τ_{ult} peut être déterminée expérimentalement à partir d'essais d'arrachement d'une lamelle collée à un bloc de béton (Chajes et coll., 1996). Si la cohésion de la colle est plus grande que celle du béton, il faudra considérer cette dernière dans l'équation (3.54).

3.7.2 Effet de σ_0 sur la résistance au cisaillement de la poutre

À la suite de nombreux essais effectués sur des poutres renforcées en flexion à l'aide d'une plaque d'acier, Baluch et coll. (1995) ont constaté la récurrence d'un mode de rupture particulier : l'arrachement de la couverture de béton à l'une des extrémités de la plaque. Les essais étaient effectués sur des poutres simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées aux tiers de la portée. Ce type de décollement était initié par une fissure dans le béton qui débutait à l'extrémité de la plaque, se prolongeait sous les armatures d'acier puis progressait en une ascension rapide sous la charge concentrée (voir figure 2.2). Ce type de rupture a été appelé rupture en cisaillement par les auteurs.

Les chercheurs ont établi expérimentalement une corrélation entre la contrainte de décollement σ_0 et la participation inefficace des étriers situés à proximité des charges concentrées qui ne peuvent intercepter adéquatement cette fissure à pente très abrupte. Les expressions qui ont servi à établir cette corrélation sont données aux équations (3.55) à (3.57). La corrélation entre ces expressions est donnée à la figure 3.12 et à l'équation (3.58).

$$k_{sf} = \frac{V_{\text{expt}} - V_c}{V_s} \quad (3.55)$$

où $V_c = 0.17 (\sqrt{f_c} + 100 \rho_s) b d$ est considéré comme la résistance au cisaillement du béton avec ρ_s le pourcentage d'acier,
 V_{expt} est l'effort tranchant lors de la rupture de la poutre en cisaillement,
 $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$ est la résistance au cisaillement des étriers espacés de s .

$$C_{r1} = \left[1 + \left(\frac{K_s}{E_p b_p t_p} \right)^{0.5} \frac{M_0}{V_0} \right] \left(\frac{b_p t_p}{I b_s} \right) \quad (3.56)$$

$$C_{r2} = t_p \left(\frac{K_n}{4 E_p I_p} \right)^{0.25} \quad (3.57)$$

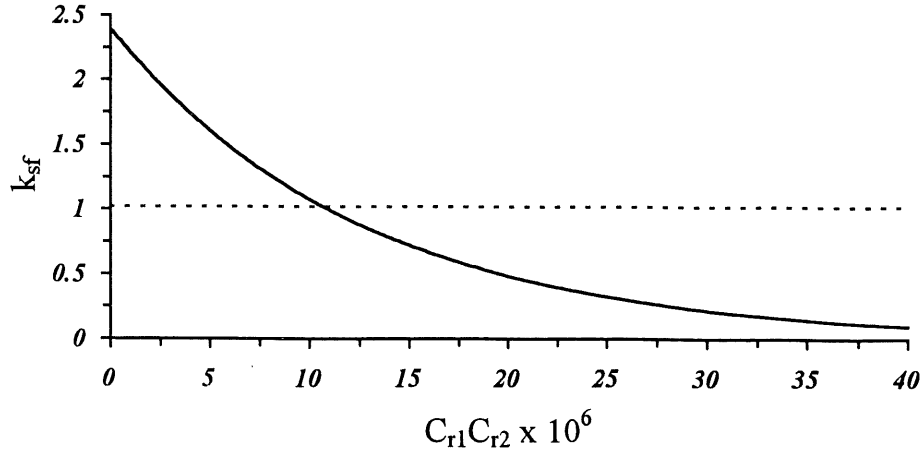


Figure 3.12 - Relation entre k_{sf} et $C_{r1}C_{r2}$

La fonction k_{sf} , obtenue par régression, a l'expression suivante :

$$k_{sf} = 2.4 \exp (-0.08 C_{r1}C_{r2} \cdot 10^6) \quad (3.58)$$

Pour établir la corrélation entre k_{sf} et σ_0 , les facteurs C_{r1} et C_{r2} ont été définis de telle sorte que :

$$\sigma_0 = C_{r1}C_{r2} V_0 \quad (3.59)$$

Ainsi, la résistance au cisaillement réelle de la poutre serait donnée par :

$$V_r = V_c + kV_s \quad (3.60)$$

Si le produit $C_{r1}C_{r2}$ est petit, l'orientation des fissures de cisaillement est de 45° et les étriers développent leur capacité prévue ($k \geq 1$). Par contre, si le produit $C_{r1}C_{r2}$ est élevé, l'inclinaison de la fissure sous la charge verticale est grande et les étriers ne peuvent pas l'intercepter efficacement ($k < 1$). Ainsi, il est possible que la capacité des

étriers à reprendre le cisaillement soit réduite de façon très significative si le facteur k est petit, provoquant alors une rupture fragile de la poutre en cisaillement.

Bien que les poutres testées aient été renforcées exclusivement avec une plaque d'acier, il n'est pas impossible qu'une telle corrélation existe aussi entre k_{sf} et $C_{r1}C_{r2}$ pour les poutres renforcées avec une plaque de composite. Il serait intéressant d'effectuer des tests similaires avec un renforcement en composite pour vérifier si une telle corrélation existe.

3.8 Applications numériques

3.8.1 Résistance en flexion : moment fléchissant théorique à la rupture

Les données pour les applications numériques sont fournies au tableau 3.2. Les données du tableau sont celles utilisées par M'Bazaa (1995) et Missihoun (1995) et serviront dans ce paragraphe à comparer les différentes méthodes de calcul.

TABLEAU 3.2 - Caractéristiques de la poutre de référence

	Poutre (béton)	Armatures (acier)	Plaque (composite)	Interface (colle)
Dimensions	$L = 3000 \text{ mm}$ $h = 300 \text{ mm}$ $b = 200 \text{ mm}$	$A_s = 200 \text{ mm}^2$ $d = 245 \text{ mm}$	$L_p = 2900 \text{ mm}$ $t_p = 0.9 \text{ mm}$ $b_p = 167 \text{ mm}$	$t_a = 1 \text{ mm}$ $b_a = 167 \text{ mm}$
Propriétés mécaniques	$f'_c = 45 \text{ MPa}$ $E_c = 30.2 \text{ GPa}$ $\varepsilon'_c = 0.0035$	$f_y = 440 \text{ MPa}$ $E_s = 200 \text{ GPa}$ $\varepsilon_y = 0.0023$	$f_{pu} = 1380 \text{ MPa}$ $E_p = 82 \text{ GPa}$ $\varepsilon_{pu} = 0.0168$	$E_a = 75 \text{ MPa}$ $G_a = 12.5 \text{ MPa}$

Dans cet exemple, la poutre est simplement appuyée et soumise à deux charges concentrées aux tiers de la portée. Les chiffres présentés au tableau 3.2 ne correspondent pas nécessairement à ceux qui seront utilisés dans la présente étude et exposés au chapitre 4. Les données du tableau 3.2 servent de référence uniquement pour comparer l'efficacité de différents modèles théoriques (moments et flèches) ou pour donner un ordre de grandeur de certains paramètres (L_{min} , ε_0 , σ_0 et τ_0).

Toutes les poutres testées ont les mêmes dimensions et le même renforcement en flexion donc théoriquement la même charge de rupture. Le calcul du moment résistant s'effectue en suivant les étapes menant aux équations (3.14) et (3.15). Comme la rupture est atteinte lors des essais, les coefficients de tenue des matériaux sont pris comme suit : $\varphi_c = \varphi_p = \varphi_s = 1$ si l'écrouissage de l'acier n'est pas pris en compte (résistance nominale M_n) ou bien $\varphi_c = \varphi_p = 1$ et $\varphi_s = 1.25$ si le gain post-élastique de l'acier est considéré (résistance probable M_p). Les résultats numériques trouvés par la présente méthode de calcul sont exposés au tableau 3.3 et comparés au moment déterminé à l'aide de deux méthodes différentes, utilisées par M'Bazaa et Missihoun pour leurs prédictions. Le calcul du moment nominal par les différentes méthodes donne des résultats assez semblables. La déformation dans l'acier ε_s pour le moment nominal est 1.34% à la rupture (tableau 3.4). La contrainte correspondante dans l'acier f_s est environ 570 MPa soit 1.3 (>1.25) fois la contrainte élastique de l'acier. L'écrouissage peut donc être pris en compte et le moment calculé avec les coefficients de tenue pour le moment probable.

TABLEAU 3.3 - Moment théorique de la poutre à la rupture

Méthode	Moment à la rupture (kN.m)
A23.3-94	$M_n = 77.5$
modifiée	$M_p = 81.1$
M'Bazaa	$M_n = 72.3$
Missihoun	$M_n = 77.0$

TABLEAU 3.4 - Vérification de l'état des déformations

	Axe neutre (c)	Déformation plaque (ϵ_p)	Déformation acier (ϵ_s)	Conditions vérifiées ?
$M_n = 77.5 \text{ kN.m}$	50.8 mm	$0.017 \approx \epsilon_{pu}$	$0.0134 > \epsilon_y$	oui
$M_p = 81.1 \text{ kN.m}$	52.2 mm	$0.016 < \epsilon_{pu}$	$0.013 > \epsilon_y$	oui

La vérification des déformations est aussi effectuée, conformément aux équations (3.19) et (3.20). Les résultats, présentés au tableau 3.4, sont obtenus à partir des moments M_n et M_p calculés avec la méthode CSA-A23.3-94 modifiée.

3.8.2 Longueur de développement minimale requise

La longueur de développement requise pour reprendre la tension dans la plaque est obtenue de l'équation (3.17). La tension dans le composite est évaluée avec l'équation (3.8) et les données des tableaux 3.2 et 3.4, soit $T_p = 208.3 \text{ kN}$ pour le moment nominal. La contrainte de cisaillement τ_{ult} est fournie par le fabricant et est égale à 0.6 MPa. Ainsi, la longueur de développement requise est $L_{min} = 2.08 \text{ m}$.

Dans le cas d'une poutre soumise à deux charges concentrées appliquées à 1 m des appuis, la longueur disponible entre la zone de moment maximum et le bord de la plaque est 950 mm. La méthode exposée au paragraphe 3.3 permet de trouver le moment correspondant à une longueur de développement de 950 mm. Avec l'hypothèse que les aciers sont plastifiés, le moment calculé est égal à 48 kN.m. Le moment ultime expérimental rapporté par M'Bazaa (1995) et Missihoun (1995) sur une poutre testée ayant les caractéristiques décrites dans le tableau 3.2 était de 49.9 kN.m. Le moment ultime des autres poutres testées, bien qu'ayant des caractéristiques légèrement différentes, était aussi aux environs de cette valeur (47,51,52 kN.m).

La valeur réelle de τ_{ult} déterminée expérimentalement par le fabricant est en fait de 1 MPa et non 0.6 MPa. Cependant, le fabricant a estimé nécessaire d'introduire un facteur de sécurité pour le dimensionnement. En effet, la cohésion du béton τ_{ult} est déterminée à partir d'essais de traction simple et il se peut que des phénomènes propres à la flexion comme la présence de contraintes de décollement (τ_0, σ_0) et l'ouverture des fissures diminuent cette valeur de la résistance. Le fabricant n'a pas justifié son choix pour le chiffre 0.6 MPa. Il sera intéressant d'effectuer des essais de longueur de développement sur des poutres en flexion.

En conclusion, la longueur de développement insuffisante semble être un des facteurs qui ait causé le décollement de la plaque (avec aussi une surface non parfaitement plane du béton à la face tendue). L'ajout d'ancrages en U sur une longueur suffisante permettrait d'augmenter la surface de cisaillement utile et empêcher le décollement.

3.8.3 Flèche maximale au centre

La déflexion calculée à partir des équations du paragraphe 3.4 est comparée à celle déterminée avec la méthode des moments d'aire utilisée par M'Bazaa. Les prédictions sont comparées au tableau 3.5. La flèche correspond au moment nominal (voir tableau 3.3) pour une poutre simplement appuyée avec deux points de chargement.

TABLEAU 3.5 - Flèche théorique à la rupture

Méthode	flèche maximale théorique à la rupture (mm)
CSA A23.3-94	28.8
Moments d'aire	54.4

La méthode inspirée de la norme canadienne sert à calculer la flèche pour des matériaux élastiques. La comparaison faite au tableau 3.5 montre bien que cette méthode sous-estime la flèche à la rupture (M'Bazaa). La méthode proposée par Missihoun (1995) et reprise dans la présente étude nécessite donc une amélioration.

3.8.4 Déformation initiale ε_0 lors du renforcement

La seule charge sollicitant la poutre lors du renforcement est le poids propre. Le poids volumique d'un béton normal est 24 kN/m^3 . Le moment à utiliser dans l'équation (3.47) est alors $M_{\max} = 1.6 \text{ kN.m}$. Le moment d'inertie effectif (I_e) calculé avec (3.35) est égal au moment brut (I_g) soit $4.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ puisque $M_{\max} < M_{cr} = 8 \text{ kN.m}$. La position de l'axe neutre (c) telle que déterminée avec l'équation (3.42) est 50.7 mm . Le module élastique du béton (E_c) est fourni au tableau 3.2. Enfin, la déformation initiale à la fibre tendue (ε_0) est trouvée par l'équation (3.47) et est égale à 0.003% , valeur très petite voire négligeable.

3.8.5 Résistance au cisaillement des ancrages en U

Pour augmenter la longueur de développement, deux ancrages en U sont installés le long des portées de cisaillement (voir poutres P1 et P2, chapitre 4). La présence d'ancrage permet aussi d'augmenter la résistance au cisaillement de la poutre. L'équation (3.51) permet de calculer la contribution du composite, avec $h_u = 250 \text{ mm}$, $d = 245 \text{ mm}$ et $\tau_{ult} = 1 \text{ MPa}$. Ainsi, $V_p = 61 \text{ kN}$.

3.8.6 Contraintes de décollement (σ_0, τ_0) et résistance au cisaillement modifiée

À partir des équations (3.52) et (3.53) et des valeurs spécifiées au tableau 3.2, les contraintes de décollement σ_0 et τ_0 prennent respectivement les valeurs 0.43 MPa et 1.95 MPa . La contrainte τ_0 est supérieure à la cohésion du béton à l'interface $\tau_{ult} = 1 \text{ MPa}$.

Il existe donc un risque de propagation d'une fissure dans le béton débutant à l'extrémité de la plaque de renforcement.

Avec le produit $C_{r1}C_{r2} = 1.94 \cdot 10^{-6}$, le facteur k_{sf} défini à l'équation (3.59) prend la valeur 2.05. Le facteur k_{sf} étant plus grand que 1, la résistance en cisaillement peut être évaluée de façon conservatrice en prenant $k_{sf} = 1$. Dans ce cas, la modèle ne prévoit pas une diminution de la résistance au cisaillement causée par l'apparition d'une fissure très abrupte sous l'une des charges concentrées. Cette conclusion se fait sous toutes réserves car la fonction k_{sf} a été établie à partir d'essais sur des poutres renforcées d'une plaque d'acier exclusivement. Une analyse semblable devra être faite avec un renforcement en composite.

3.9 Conclusion

Dans le chapitre trois ont été présentés des modèles théoriques permettant de dimensionner un poutre en béton armé renforcée d'une plaque en matériaux composites, des équations pour prédire la flèche et calculer la longueur de développement minimale requise. D'autres modèles, tirés de la bibliographie, ont servi à déterminer la résistance au cisaillement de lamelles en composites collées sur les faces verticales des poutres et à calculer les contraintes critiques dans l'interface plaque-béton. Enfin, les dimensions et caractéristiques mécaniques d'une poutre de référence ont servi à comparer différents modèles théoriques et à évaluer l'importance de certains paramètres.

L'analyse numérique a révélé que l'écrouissage pouvait être pris en compte dans le calcul du moment car la déformation de l'acier à la rupture est suffisamment grande, que la déformation initiale avant collage de la plaque est négligeable, que le modèle de prédiction de la flèche reste à améliorer et que les contraintes dans l'interface à l'extrémité de la plaque sont élevées. Pour cette dernière raison, la plaque de renforcement devra être ancrée à ses extrémités.

4. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1 Introduction

Dans ce chapitre seront présentées les caractéristiques des matériaux utilisés et des poutres à tester. La méthode de préparation de la poutre et de collage de la plaque sera ensuite expliquée. Enfin, l'instrumentation utilisée sera décrite.

4.2 Buts de l'étude expérimentale

Les essais effectués dans le cadre de cette étude sur quatre poutres en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites ont pour but de déterminer la cause de la rupture prématurée des poutres testées par Missihoun (1995) et M'Bazaa (1995) et de concevoir des ancrages adéquats pour imposer la rupture en flexion. De plus, l'expérimentation permettra de confirmer ou infirmer la validité des modèles théoriques développés au chapitre 3.

4.3 Caractéristiques des matériaux

4.3.1 Propriétés du béton

Une seule gâchée a été utilisée pour la fabrication des quatre poutres et fut livrée par un camion malaxeur. La résistance spécifiée lors de la commande était 40 MPa.

Douze cylindres de 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur ont été coulés en même temps que les poutres.

Trois cylindres ont été testés à 28 jours, en même temps que l'essai sur la poutre P2. Les autres cylindres ont été cassés le jour des essais sur les poutres P1, P3 et P4. Une presse hydraulique a servi à effectuer les tests. Les résultats donnant la résistance à la compression du béton (f'_c) sont donnés au tableau 4.1.

TABLEAU 4.1 - Résistance en compression (f'_c) des échantillons testés

Béton	# jours après coulée	# échantillons testés	f'_{moy} (MPa)	f'_c spécifiée à 28 jours (MPa)
P0	180	3	45	40
P1	28	3	45	40
P2	180	3	45	40
P3	200	3	44	40

4.3.2 Propriétés de l'acier

Des tests sur trois barres d'armature de 300 mm de longueur ont été effectués sur une presse universelle afin de déterminer la limite élastique (f_y) et la contrainte de rupture (f_{su}) de l'acier. Les propriétés de l'acier sont présentées au tableau 4.2 et la relation contrainte - déformation à la figure 4.1. Les valeurs des contraintes sont des moyennes des résultats obtenus à partir des données expérimentales.

TABLEAU 4.2 - Propriétés des échantillons d'acier testés

Armatures	Limite élastique garantie (MPa)	f_{ymoy} (MPa)	f_{sumoy} (MPa)
Barres et étriers #10M	400	465	675

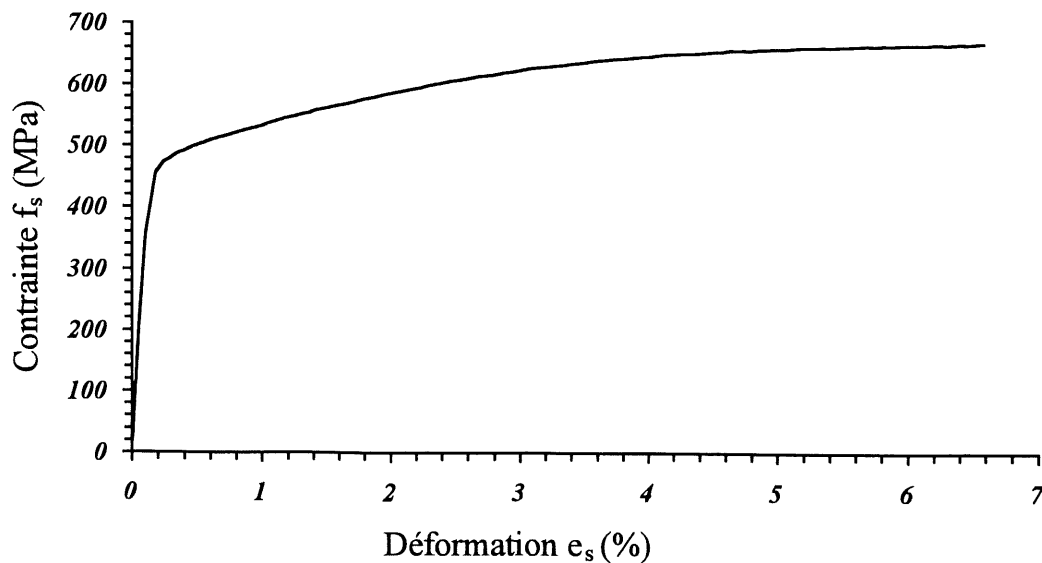


Figure 4.1 - Relation contrainte-déformation pour les barres d'acier

4.3.3 Propriétés des matériaux composites

Deux types de matériaux composites sont utilisés lors des essais : des fibres de carbone et des fibres de verre. Les deux matériaux sont constitués de fibres unidirectionnelles. Les fibres de carbone, fournies par la compagnie *Autocon Composites Inc.*, servent de renforcement en flexion et sont collées sur la face tendue de la poutre. Des fibres provenant d'un premier lot constituent le renforcement de la poutre P1 tandis que des fibres provenant d'un second lot servent de renforcement pour les poutres P0 et

P2. Les fibres de carbone sur P3 proviennent d'un troisième lot. Les fibres de verre tissées, fournies par la compagnie *Composite Retrofit International*, sont appliquées sur une grande surface comme ancrage de la plaque sur les poutres P1, P2 et P3. Les propriétés des matériaux composites sont présentées au tableau 4.3 et la relation contrainte-déformation à la figure 4.2. Ces propriétés ont été déterminées expérimentalement en accord avec la norme ASTM D3039 (1989).

TABLEAU 4.3 - Propriétés des matériaux composites

	Module élastique E_p (GPa)	Déformation ultime ε_{pu} (%)	Contrainte ultime f_{pu} (MPa)	Épaisseur par pli (mm)
Fibres carbone (lot 1)	82	1.68	1377	0.3
Fibres carbone (lot 2)	73.8	1.61	1188	0.3
Fibres carbone (lot 3)	77.9	1.65	1285	0.3
Fibres verre	21	2.00	420	0.84

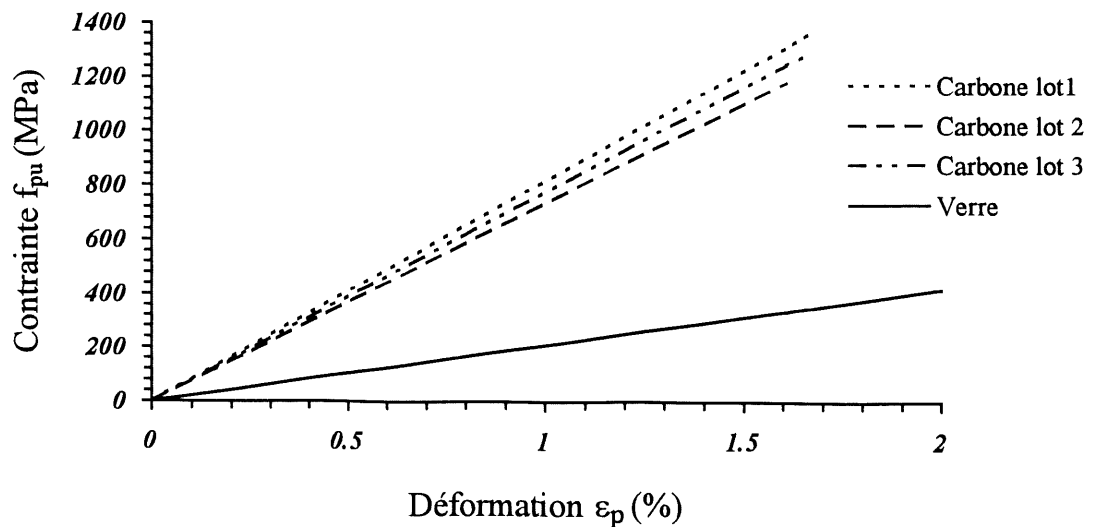


Figure 4.2 - Relation contrainte-déformation pour les matériaux composites utilisés

4.3.4 Propriétés de la colle

La colle sert de liant entre le béton et le composite et entre les lamelles de fibres. La colle utilisée est un mélange de deux ingrédients : résine et durcisseur, dans une proportion massique de 2 pour 1, respectivement. Les propriétés mécaniques fournies par le manufacturier, sont présentées au tableau 4.4.

TABLEAU 4.4 - Propriétés de la colle fournie par le fabricant

	Module élastique E_a (MPa)	Module de cisaillement G_a (MPa)
colle	75	12.5

La valeur de la contrainte de cisaillement τ_{ult} servant à trouver la longueur de développement de la plaque est aussi fournie par le fabricant (*Autocon Composites Inc.*). Elle a été déterminée expérimentalement à partir d'essais d'arrachement, comme ceux illustrés à la figure 4.3.

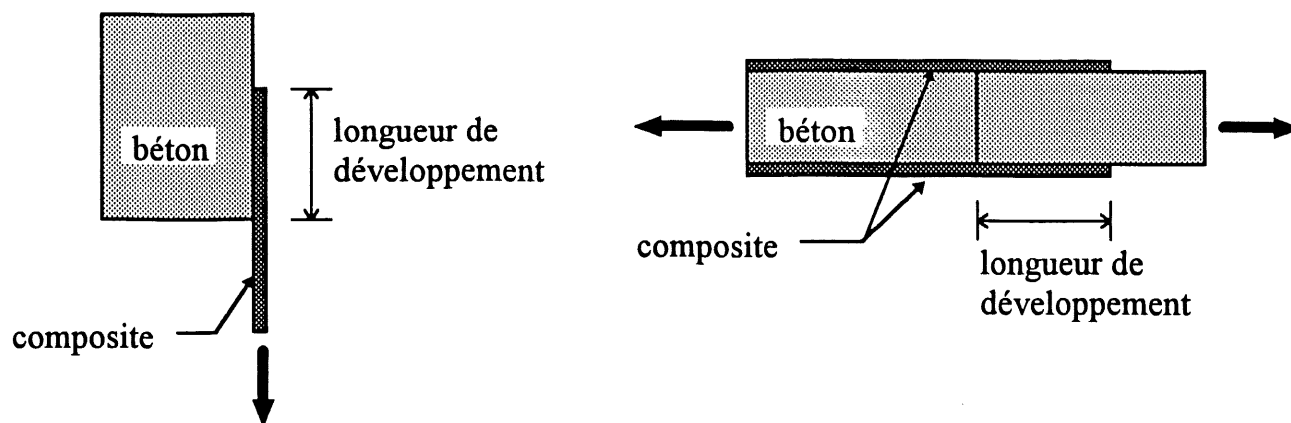


Figure 4.3 - Deux tests d'arrachement pour déterminer τ_{ult}

Les résultats de ces essais sont exprimés sous forme graphique à la figure 4.4. La valeur de τ_{ult} est déterminée à partir de l'équation (3.16) avec T_p la charge ultime déterminée expérimentalement, L et b_p étant aussi connues.

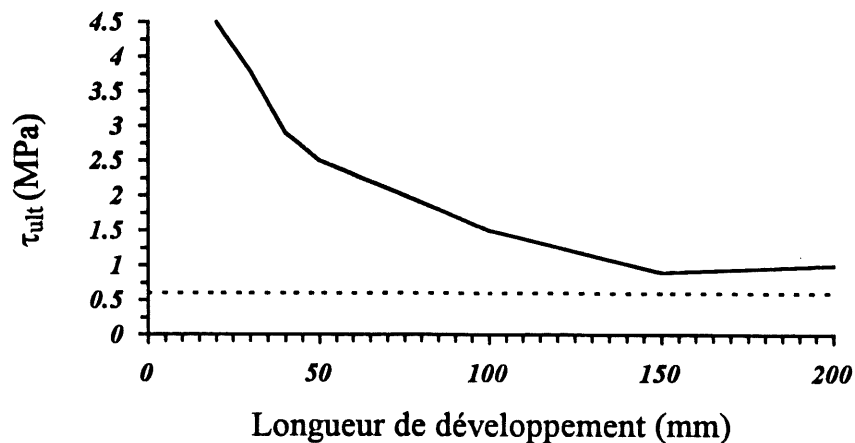


Figure 4.4 - Contrainte τ_{ult} et longueur de développement

La résistance de l'interface atteint un plateau à $\tau_{ult} = 1$ MPa. En incluant un facteur de sécurité, la contrainte de dimensionnement spécifiée est 0.6 MPa (ligne pointillée sur la figure 4.4). Pour de petites longueurs, la contrainte de cisaillement semble associée à la cohésion de la colle (4.5 MPa) tandis que pour de plus grandes longueurs, la contrainte à la rupture de l'interface correspond à la cohésion du béton (1 MPa). Une zone de transition existe entre les deux. En effet, une fine couche de béton était restée collée à la plaque après le délaminage sur les poutres testées par Missihoun (1995) et M'Bazaa (1995). Enfin, la valeur de τ_{ult} de 0.6 MPa semble plus appropriée que 1 MPa pour la prédiction de la charge de délaminage car confirmée par les résultats expérimentaux de M'Bazaa et Missihoun. Cette perte de 0.4 MPa pourrait être causée par l'action des contraintes de décollement σ_0 et τ_0 ainsi que par l'ouverture des fissures qui diminuent la longueur collée de la plaque. Des essais de longueur de développement sur des poutres en flexion permettraient de confirmer ces hypothèses et de déterminer une valeur de τ_{ult} plus juste.

4.4 Description des poutres

Quatre poutres de 3300 mm de longueur, 300 mm de hauteur et 200 mm de largeur ont été construites pour le programme expérimental. Le ferrailage comprend deux barres #10M placées à une profondeur effective de 245 mm et 33 étriers rectangulaires #10M espacés de 100 mm sur toute la longueur de la poutre (voir figures 4.5 et 4.6). L'armature en flexion est le minimum requis par la norme CSA A23.3-94 et l'espacement des étriers a été calculé de façon à empêcher une rupture en cisaillement.

Sur toutes les poutres testées, le renforcement en flexion reste le même soit 3 lamelles de 2900 mm de longueur, en fibres de carbone. La largeur et l'épaisseur de la plaque restent aussi constantes à 167 mm et 0.9 mm, respectivement.

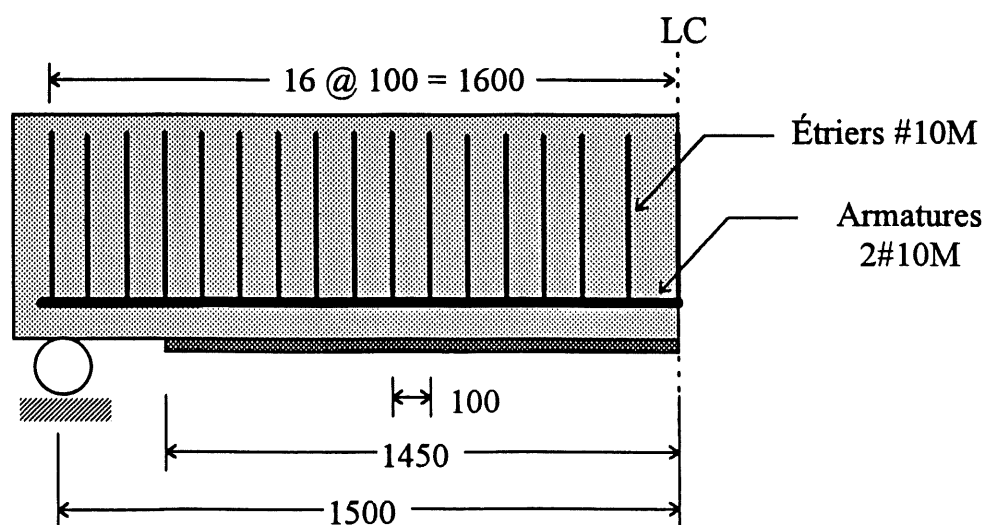


Figure 4.5 - Vue de la poutre et du ferrailage

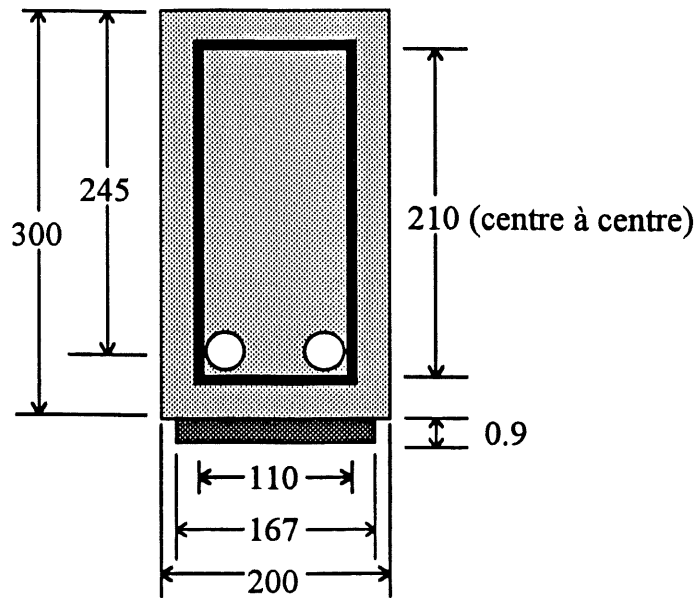


Figure 4.6 - Section-type d'une poutre

P0 sert de poutre de contrôle. Elle n'est renforcée que des trois lamelles de fibres de carbone collées à la face tendue (figure 4.7). La poutre est simplement appuyée et soumise à deux charges concentrées aux tiers de la portée. Elle est identique à la poutre P111 testée par M'Bazaa (1995) et Missihoun (1995).

P1 est la poutre P0 avec des ancrages en U collés sur les faces verticales, sur toute la longueur de la zone de cisaillement maximum (figure 4.8). Les ancrages sont en fibres de verres unidirectionnelle *TYFO* alignées dans la direction verticale et ajoutés dans le but: a) d'empêcher le décollement de la plaque en fournissant une surface de cisaillement supplémentaire afin d'équilibrer la tension dans le composite et b) d'augmenter la résistance au cisaillement de la poutre (voir chapitre 3).

P2 est la poutre P1 avec un chargement appliqué en 4 points plutôt que 2 (figure 4.9). Sur la poutre P1, le béton se trouvant directement sous la charge concentrée s'est écrasé lors de l'essai à cause d'une pression de contact trop élevée (voir chapitre 5). Dans le but de diminuer cette contrainte, la charge est distribuée le long de la poutre et

des plaquettes de bois et de métal sont placées sous les points de charges afin d'augmenter la surface de contact avec le béton. De plus, la plupart des poutres de bâtiment sont soumises à un chargement distribué et non à des charges aussi concentrées. Les ancrages en U sont constitués de deux couches superposées, l'une où les fibres sont alignées verticalement et l'autre horizontalement (figure 4.9), afin d'éviter le déchirement localisé de l'ancrage causé par l'expansion transversale du béton (voir chapitre 5).

Sur la poutre P3 ont été collées des lamelles en U équidistantes en fibres de verre, orientées verticalement (figure 4.10). Les ancrages sont un peu plus larges près des appuis pour pallier à un éventuel décollement causé par les contraintes dans l'interface qui sont maximales à ces endroits. Sur chaque paroi verticale, une étroite bande en fibres de verre, orientée longitudinalement, relie le sommet des ancrages pour éviter le décollement possible de ces derniers. Enfin, la charge est répartie de la même façon que pour P2.

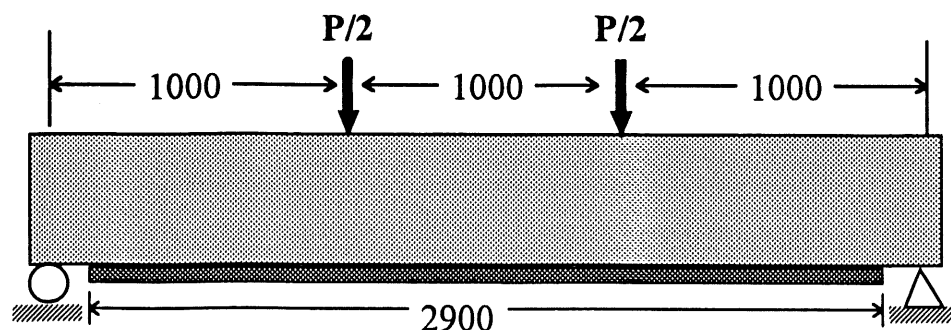


Figure 4.7 - Poutre de contrôle P0

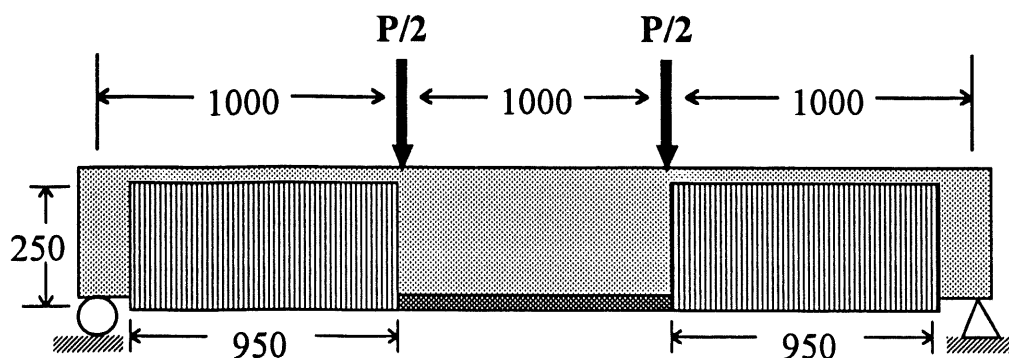


Figure 4.8 - Poutre P1 avec ancrages en U unidirectionnels

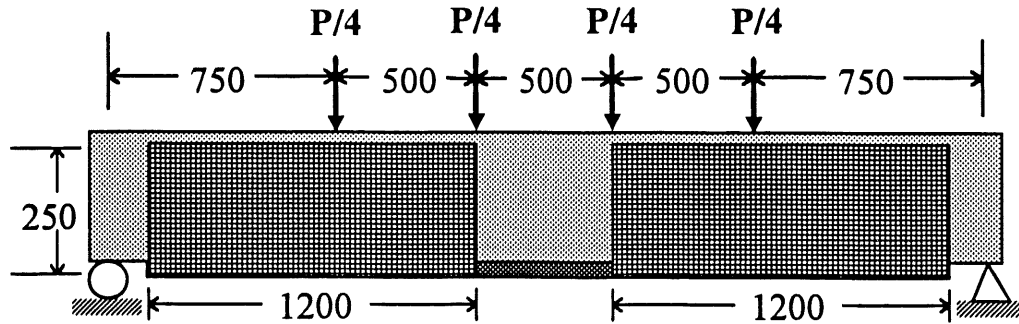


Figure 4.9 - Poutre P2 avec ancrages en U bidirectionnels et chargement distribué

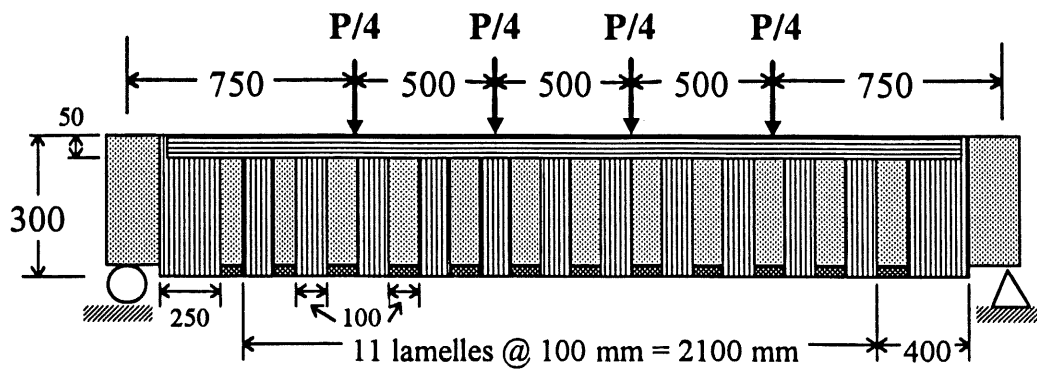


Figure 4.10 - Poutre P3 avec lamelles en U équidistantes

Sur les poutres P2 et P3, la charge concentrée est répartie à l'aide d'une plaque en acier laminée à froid dont les dimensions sont données à la figure 4.11.

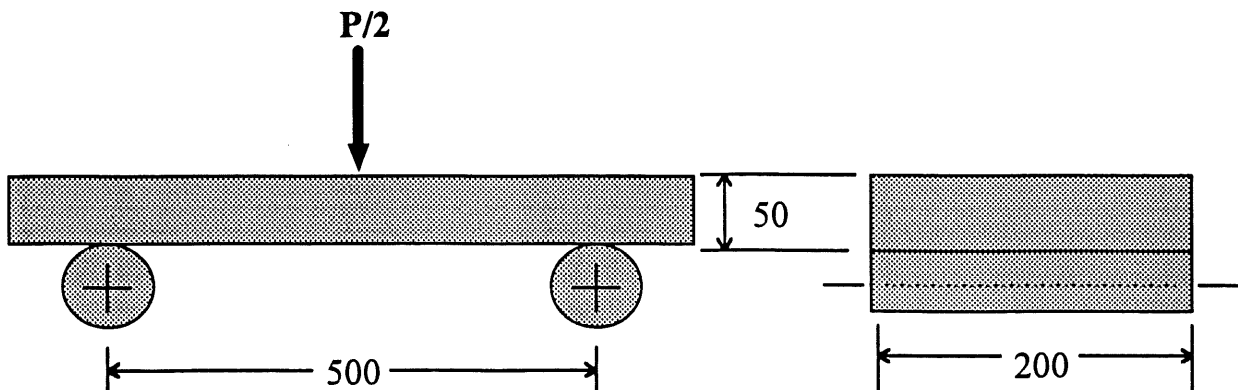


Figure 4.11 - Plaque de distribution de la charge

4.5 Description du collage de la plaque

La surface de collage a d'abord été aplanie à l'aide d'une polisseuse à jet d'eau et air comprimé. Sur les poutres avec ancrages en U, les coins inférieurs ont été arrondis à un rayon d'environ 20 mm afin d'éviter la rupture des ancrages par poinçonnement.

Le processus du collage proprement dit a débuté par l'application d'une couche d'apprêt sur la zone d'interface à une densité de 250 g/m^2 . La couche d'apprêt augmente l'adhérence de la colle à la surface de béton.

Après une période de séchage, les deux composantes de la colle, époxy et durcisseur, sont mélangées dans une proportion massique de 2 pour 1, respectivement. La colle est ensuite appliquée sur la surface de béton avec d'un rouleau à une densité de 250 g/m^2 . Une première lamelle de fibres de carbone *Autocon*, préalablement découpée aux dimensions voulues, est posée sur la couche de colle. L'excès de colle est chassé puis le dessus de la lamelle est légèrement imprégné. La procédure se poursuit en positionnant la deuxième lamelle et ainsi de suite. L'opération de collage des trois couches de fibres s'est faite sans délai de séchage entre les couches. Enfin, une période de cure d'au moins deux semaines a été suivie avant d'effectuer les essais.

Pour le collage des ancrages en U en fibres de verre *TYFO*, la procédure est la même sauf que les composantes de la colle spécifique à ce produit, époxy et durcisseur, sont mélangés dans une proportion massique de 2.9 pour 1, respectivement, et l'application se fait à une densité de 600 g/m^2 . Les ancrages ont été collés un jour ou deux après la plaque de renforcement pour laisser le temps à celle-ci de sécher. Cette précaution est prise pour empêcher que les lamelles de fibres de carbone ne se déplacent lors de la pose des ancrages.

4.6 Instrumentation des essais

Les déformations sont mesurées à l'aide de jauges placées à mi-portée de chaque poutre sur le béton, l'acier et le composite à raison de deux jauges par matériau. Sur P0, des jauges supplémentaires sont installées le long de la plaque de renforcement pour mesurer la distribution des déformations, à différentes étapes du chargement (figure 4.12). Sur P3, des jauges sont posées à la base de certains ancrages, le plus près possible de la plaque, afin de dessiner le profil de la force de décollement à différentes étapes du chargement (figure 4.13).

La flèche au centre est mesurée avec un LVDT. Le chargement est exercé par des vérins hydrauliques et contrôlé manuellement. Enfin, les lectures des jauges, du LVDT et de la charge sont enregistrées par un système d'acquisition de type DORIC 245.

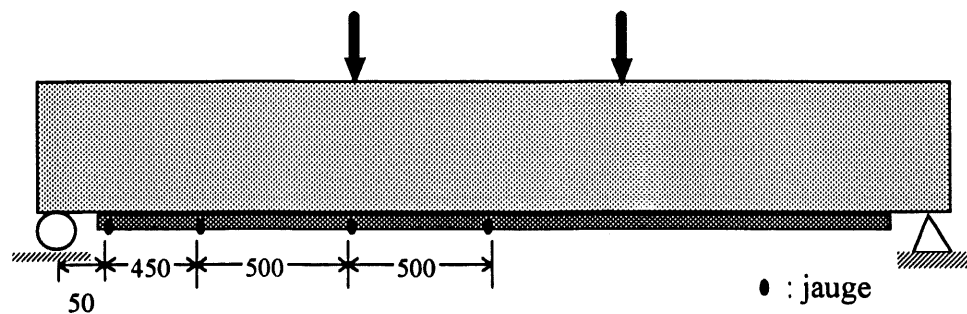


Figure 4.12 - Position des jauges le long de la plaque de P0

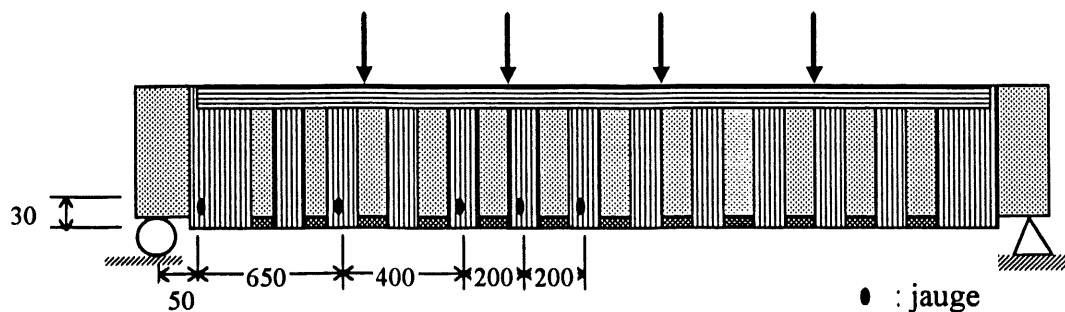


Figure 4.13 - Position des jauges sur les ancrages de P3

4.7 Prédictions numériques des modèles

Dans ce paragraphe, les propriétés des matériaux présentées au chapitre 4 sont substituées dans les équations des divers modèles théoriques développés au chapitre 3. Le tableau 4.5 présente les prédictions théoriques pour: a) les moments pondéré (M_r), nominal (M_n) et probable (M_p) ainsi que les flèches correspondantes au centre (Δ_r , Δ_n et Δ_p , respectivement); b) la déformation initiale à la fibre la plus tendue du béton ε_0 ; c) les contraintes maximales σ_0 et τ_0 à l'interface; d) la résistance en cisaillement de l'ancrage en fibres de verre (V_p), du béton (V_c) et de l'acier (V_s); e) les conditions sur l'état des déformations des armatures et du renforcement à la rupture; f) le mode de rupture théorique anticipé.

TABLEAU 4.5 - Prédictions théoriques sur les poutres à tester

	PC	P0	P1	P2	P3
M_r (Δ_r)	18.6 (4.3)	-	57.5 (22.7)	55.4 (21.7)	56.5 (21.8)
M_n (Δ_n)	22.1 (6.4)	49.8 (19.8)	79.9 (31.3)	76.8 (29.8)	78.3 (30)
M_p (Δ_p)	27.5 (10.2)	66 (26.5)	81.9 (32)	78.9 (30.6)	80.4 (30.8)
ε_0 (%)	-	0.003	0.003	0.003	0.003
σ_0 , τ_0	-	0.27, 1.17	0.46, 1.96	0.44, 1.88	0.45, 1.92
V_c	65.7	65.7	65.7	65.7	65.7
V_p	-	-	62.5	62.5	73.5
V_s	228	228	228	228	228
$\varepsilon_p < \varepsilon_{pu}$?	-	oui	oui	non	non
$\varepsilon_s < \varepsilon_{su}$?	oui	oui	oui	oui	oui
Mode de rupture	Flexion	Décollement	Flexion	Flexion/ plaque	Flexion/ plaque

Les moments sont exprimés en kN.m, les forces en kN, les contraintes en MPa et les flèches en mm.

Le moment probable de P0 a été calculé en prenant le facteur de sécurité appliqué à τ_{ult} égal à 1; la longueur de développement disponible considérée est de 900 mm (distance entre l'extrémité de la plaque et la section où le moment est maximal, sous la charge). Le moment théorique de P2 est plus petit que ceux de P1 et P3 parce que les fibres de carbone proviennent de lots différents et celles de P2 ont des caractéristiques légèrement moins bonnes.

La déformation ε_0 lors du renforcement est négligeable. La contrainte de cisaillement τ_0 devient importante à la charge de rupture : la plaque doit être ancrée près des appuis aussi.

La résistance au cisaillement V_p des ancrages a été calculée en considérant une contrainte uniforme de 1 MPa à l'interface ancrage-poutre. Les équations (4.1) et (4.2) permettent de calculer les résistances du béton V_c et des étriers V_s . Les poutres sont toutes sur-armées en cisaillement.

$$V_c = 0.2 \sqrt{f'_c} b d \quad (4.1)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4.2)$$

La vérification des déformations s'est faite à partir des valeurs du moment probable M_p . Toutes les conditions pour l'acier sont vérifiées : à la rupture de la poutre, les armatures seront plastifiées. Les conditions pour le composite sont vérifiées pour P0 et P1 mais ne le sont pas pour P2 ni P3. Cependant, la déformation théorique du composite à la rupture est 1.71% et 1.67% pour P2 et P3, respectivement; parce que ces valeurs sont assez proches de la déformation ultime du composite (entre 1.61 et 1.65%), le mode de rupture anticipé est l'écrasement du béton en flexion et le bris de la plaque de façon simultanée.

5. PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

5.1 Introduction

Dans ce chapitre seront présentés les résultats de l'étude expérimentale : modes de rupture observés, courbes charge-flèche et charge-déformations, progression des fissures du béton, position de l'axe neutre. Les résultats expérimentaux seront aussi comparés à ceux prédits par les modèles théoriques.

5.2 Observations générales et modes de rupture des poutres

Le tableau 5.1 présente, pour tous les essais, la charge et le mode de rupture ainsi que l'augmentation de la capacité par rapport aux poutres de contrôle PC et P0. La charge totale inclut le poids des vérins (5 kN) et le poids des plaques de distribution du chargement (1 kN), si nécessaire.

5.2.1 Poutre PC

Les résultats pour la poutre de contrôle PC, non renforcée avec des composites, ont été empruntés de Missihoun (1995) et M'Bazaa (1995).

TABLEAU 5.1 - Charges et modes de rupture expérimentaux

	Charge ultime mesurée (kN)	Augmentation par rapport à PC	Augmentation par rapport à P0	Mode de rupture observé
PC	63.8	-	-	Flexion
P0	117.0	+ 84 %	-	Décollement
P1	155.0	+ 143 %	+ 33 %	Écrasement du béton sous charge
P2	141.7	+ 122 %	+ 21 %	Flexion
P3	171.0	+ 168 %	+ 46 %	Flexion

5.2.2 Poutre P0

La première poutre testée dans cette étude, P0, n'était renforcée qu'en flexion à l'aide de trois lamelles en fibres de carbone. L'essai correspondait à celui effectué par Missihoun et M'Bazaa (1995) pour lequel le décollement de la plaque de renforcement est survenu à une charge totale de 99.8 kN (essai nommé P111). Selon les observations faites lors de l'étape du collage du composite sur P111, la surface de béton était visiblement concave à l'endroit d'un joint du coffrage. Comme mentionné au chapitre 2, ce type d'irrégularité constitue une cause supplémentaire importante de décollement. Cette irrégularité n'a pas été observée sur P0, les coffrages ayant été remplacés entre-temps. De par cette différence, la charge de décollement anticipée pour P0 serait supérieure à celle enregistrée pour P111, les étapes de collage et la qualité du béton étant identiques. En effet, la charge de délaminage pour P0 était de 117 kN, soit une augmentation de 17 % par rapport à la charge de décollement pour P111 (99.8 kN). Ce résultat souligne l'importance extrême de l'uniformité de la surface de béton lors du renforcement, surtout dans un environnement moins contrôlé comme en chantier où la qualité doit être rigoureusement vérifiée.

Les figures 5.1 et 5.2 représentent le montage à la rupture et la poutre après décollement de la plaque, respectivement.

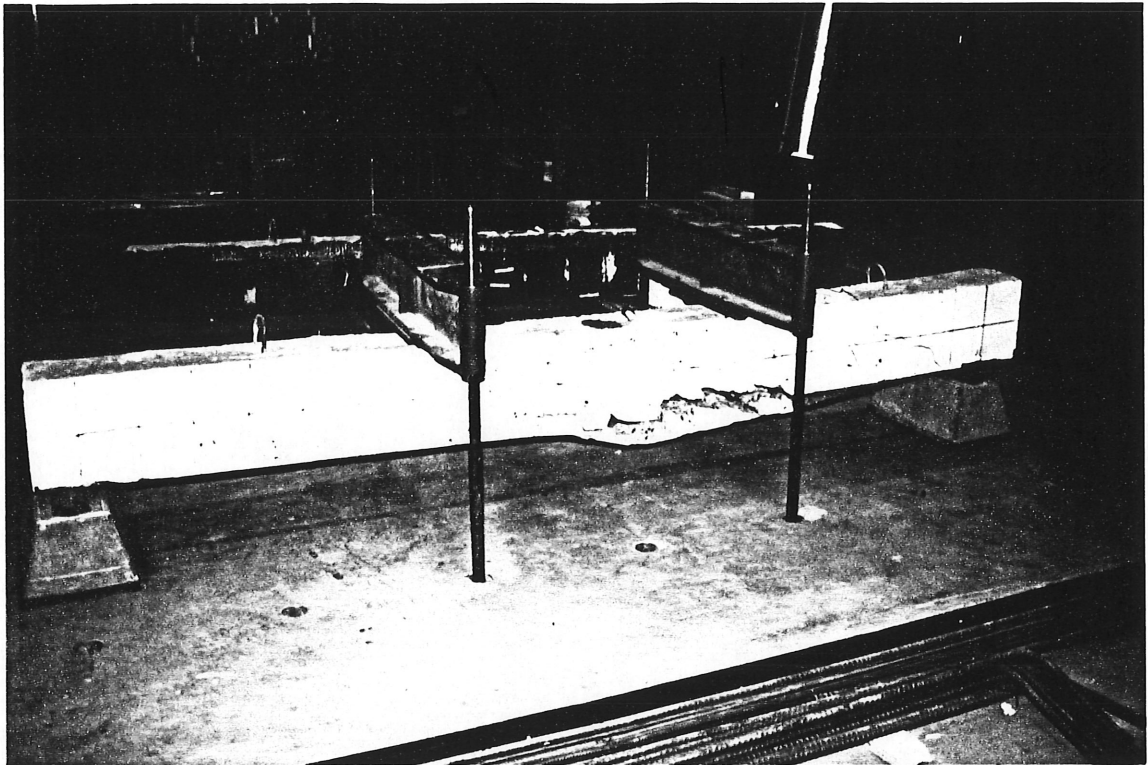


Figure 5.1 - Montage pour la poutre P0

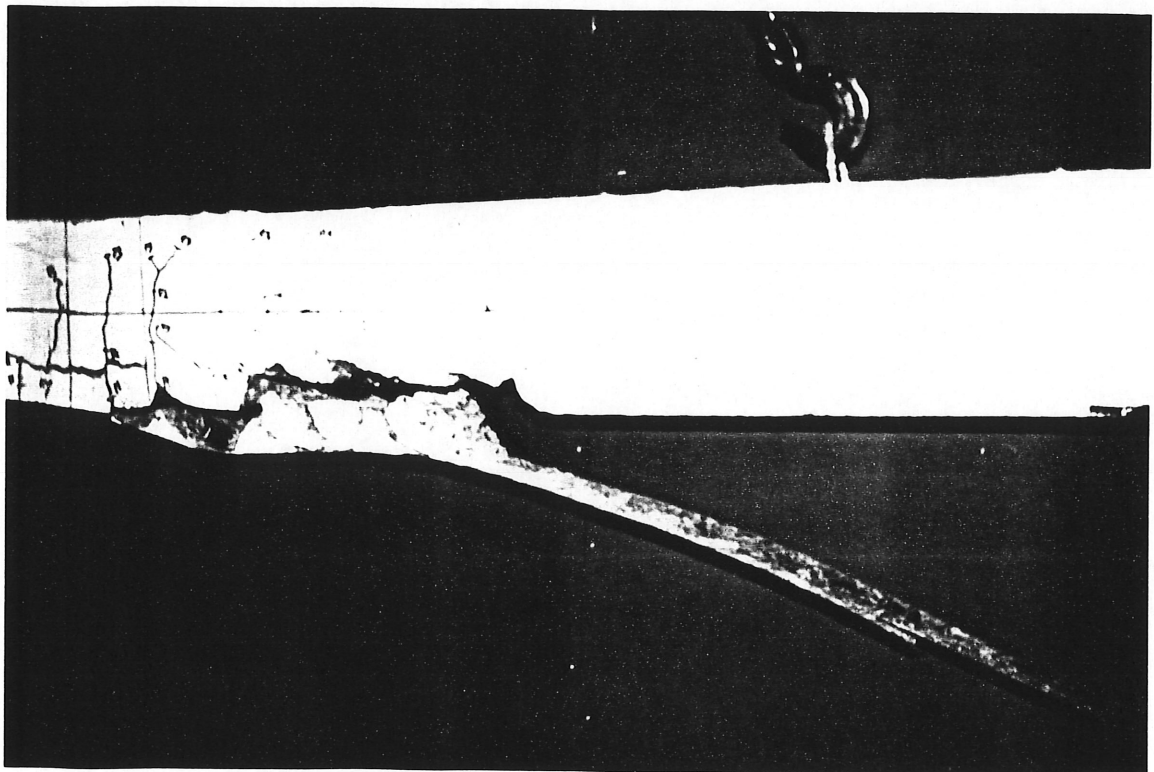


Figure 5.2 - P0 après décollement de la plaque

D'après la figure 5.2, dans la partie centrale de la poutre, la couverture de béton de 40 mm sous les armatures est arrachée en blocs délimités par les fissures de flexion verticales; les blocs sont encore solidaires de la plaque. Dans la zone de décollement, entre le point de chargement et l'appui, le délaminage a eu lieu à la hauteur de l'interface composite-béton par cisaillement du béton de surface, comme le montre la fine couche de béton sur le dessus de la plaque décollée (figure 5.3).

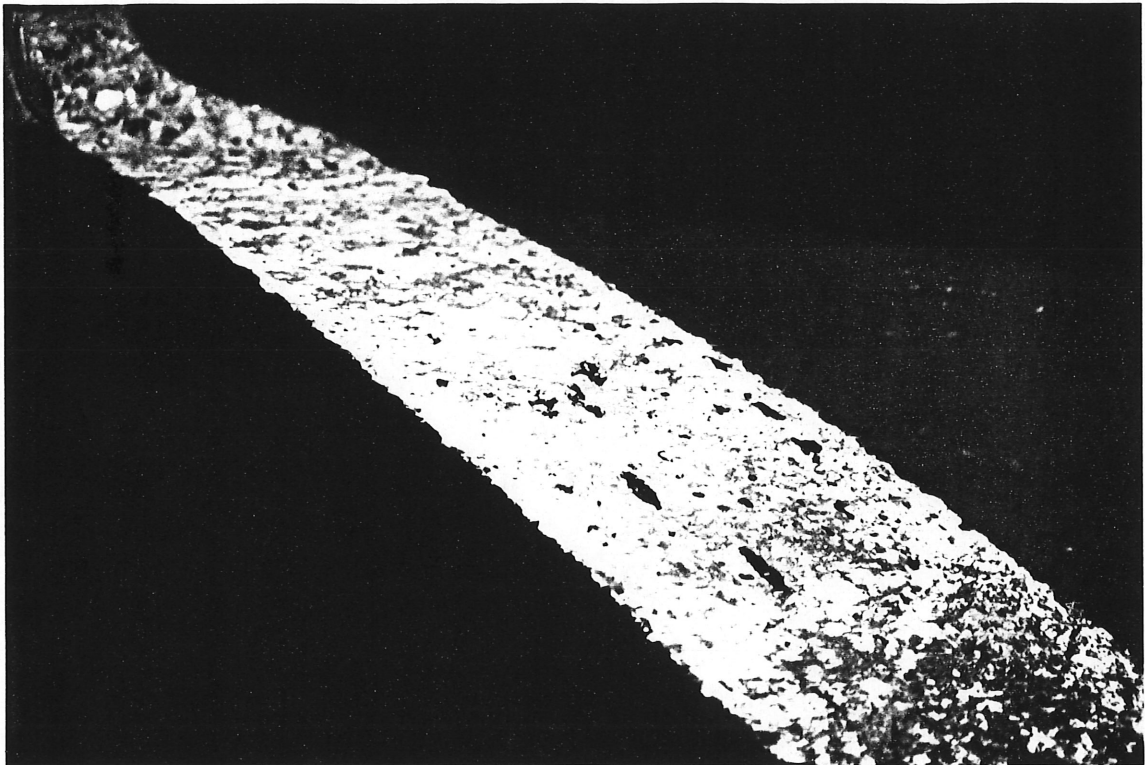


Figure 5.3 - Décollement sur P0 après cisaillement du béton à l'interface

À cause d'une longueur de développement trop petite, le délaminage s'est produit lorsque la tension dans le composite, à l'endroit de la zone de moment maximum, a dépassé la résistance au cisaillement du béton à l'interface plaque-poutre. Le décollement s'est initié sous un des points de chargement, probablement à cause d'une fissure de flexion importante ayant induite une concentration des contraintes dans l'interface. Le délaminage est survenu subitement et le choc a entraîné l'arrachement des blocs de béton en tension dans la partie centrale de la poutre. Malgré le décollement de la plaque, le gain de résistance de 84 % par rapport à PC est appréciable.

5.2.3 Poutre P1

Afin d'éliminer le délaminage de la plaque, des ancrages en U ont été ajoutés aux tiers extérieurs de la poutre, sur toute la zone de cisaillement maximum (poutre P1). Le but de ces ancrages était d'augmenter la surface de cisaillement en contact avec la poutre pour équilibrer la tension dans le composite, d'empêcher la séparation de la plaque et d'améliorer la résistance à l'effort tranchant. Les ancrages étaient faits de fibres de verre *TYFO*, orientées verticalement sur les parois de la poutre. Le montage pour P1 est illustré à la figure 5.4

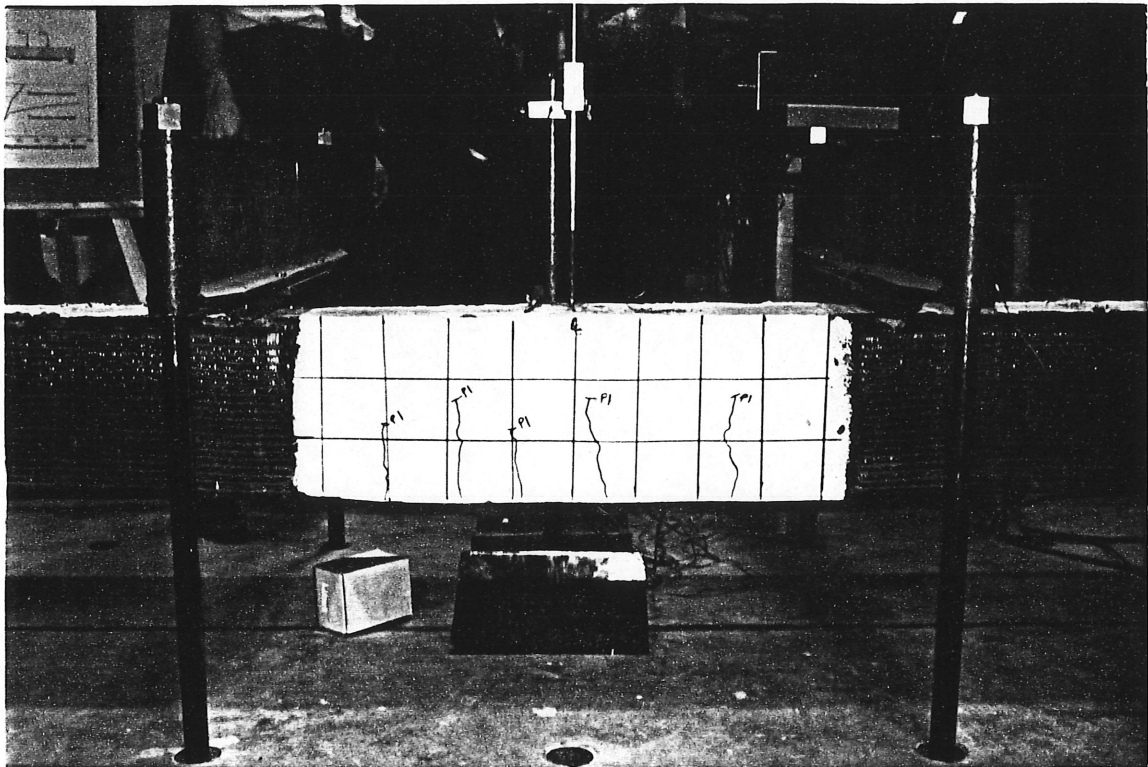


Figure 5.4 - Montage pour la poutre P1

Les dispositions prises se sont avérées efficaces puisque la charge de rupture atteinte lors de cet essai était 155 kN, une augmentation de 33 % par rapport à P0 et de 143 % par rapport à PC (tableau 5.1). La rupture de P1 a été associée à l'écrasement du

béton sous un des points de chargement (figure 5.5) suivi du déchirement local de l'ancrage (figure 5.6) et de la perte du recouvrement de béton à cet endroit (figure 5.7).

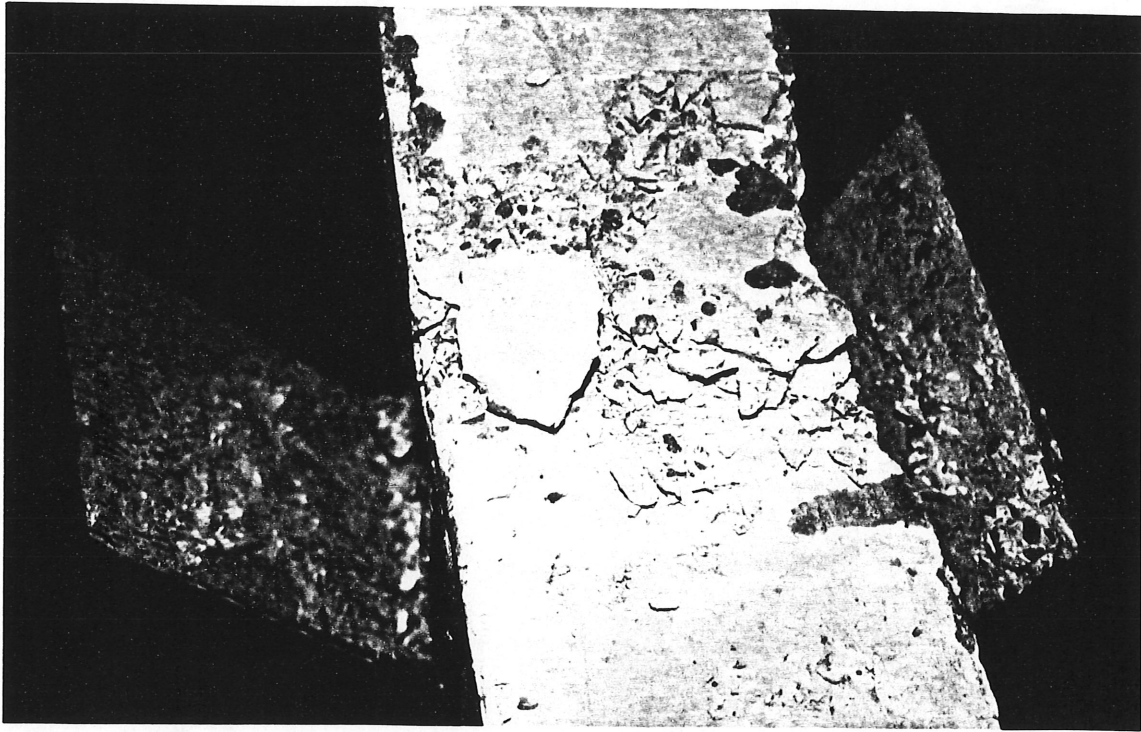


Figure 5.5 - Écrasement du béton de P1 sous un des points de charge

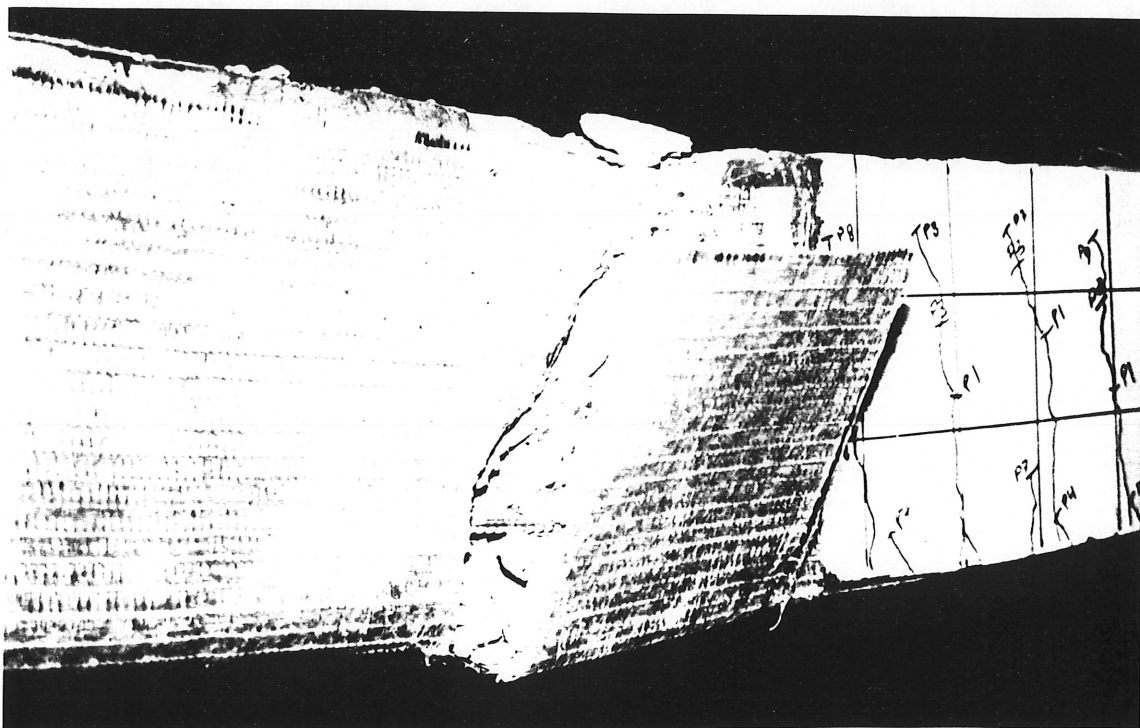


Figure 5.6 - Déchirement local de l'ancrage en U sur P1 près de la charge

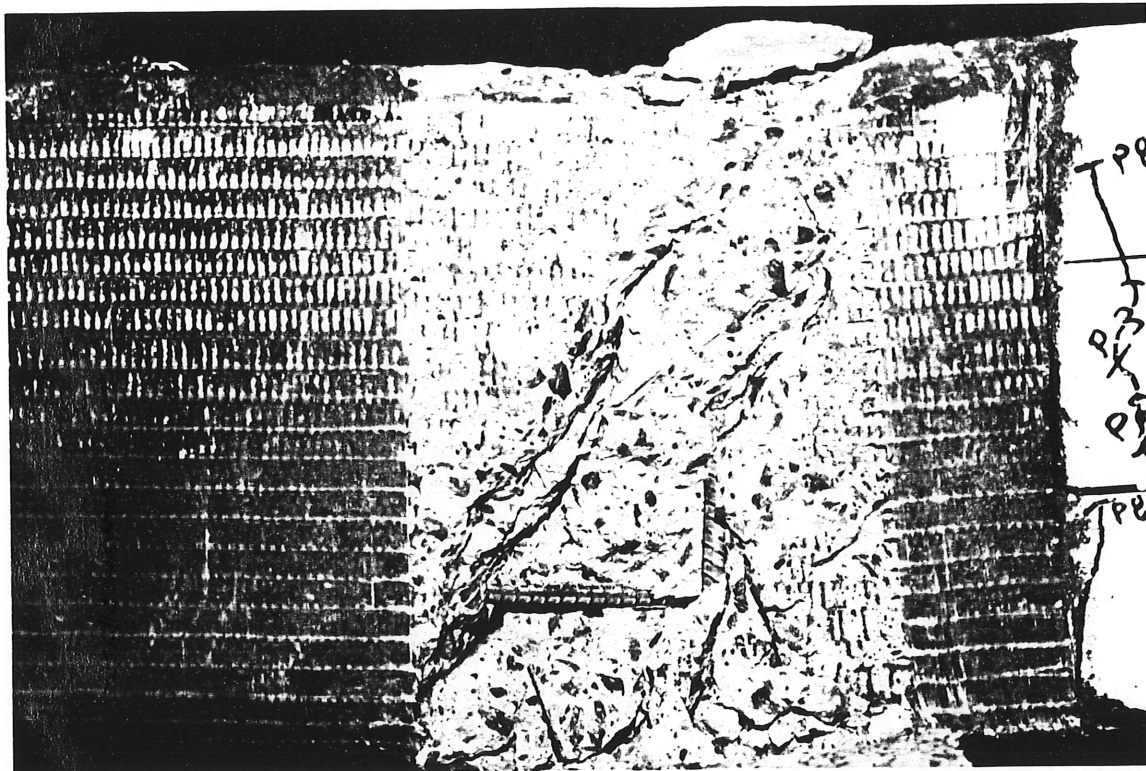


Figure 5.7 - Perte du recouvrement sous l'ancrage

La combinaison d'une surface de contact très petite (quelques mm^2) entre le vérin et le béton et d'une charge ultime importante a imposé une contrainte de contact extrême sous la charge, ce qui a provoqué l'écrasement du béton. De plus, le moment et l'effort tranchant, tous les deux maximaux sous la charge, ont rendu plus sévère l'état des contraintes à cette section de la poutre. Pour les essais à venir (P2 et P3), les trois efforts maximaux n'agiront plus au même endroit.

Le déchirement de l'ancrage s'est produit suite à la dilatation transversale du béton en compression. En effet, lorsque le béton en compression approche la rupture (à noter que la charge expérimentale était proche de la charge de rupture théorique en flexion), le béton subit une déformation importante dans la direction transversale à l'effort de compression. Comme l'ancrage ne comportait pas de fibres de verre dans la direction longitudinale de la poutre, rien ne s'opposait au décollement localisé de l'ancrage causé

par l'expansion du béton. Le béton en tension constituant le recouvrement sur les parois verticales a adhéré à l'ancrage et s'est détaché de la poutre en même temps que l'ancrage.

Enfin, la plaque de renforcement a subi un décollement partiel dans la région centrale de la poutre (figure 5.8). Le délaminage, caractérisé par un bruit de craquement distinctif, a débuté vers les deux-tiers du chargement. La plaque, non supportée par les ancrages à cet endroit, s'est détachée progressivement jusqu'à n'être plus du tout en contact avec la base de la poutre, entre les deux points de chargement. Toutefois, la tension s'est quand même transmise à la plaque puisque la charge totale continuait à augmenter ainsi que la déformation longitudinale des fibres de carbone à mi-portée. L'hypothèse la plus plausible est que la charge a été transmise à la plaque de renforcement par les ancrages en U grâce à un phénomène de redistribution. Quant au décollement proprement dit, il a probablement débuté vis-à-vis d'une fissure et s'est propagé sur toute la longueur non-ancrée à mesure que la charge et la courbure augmentait.

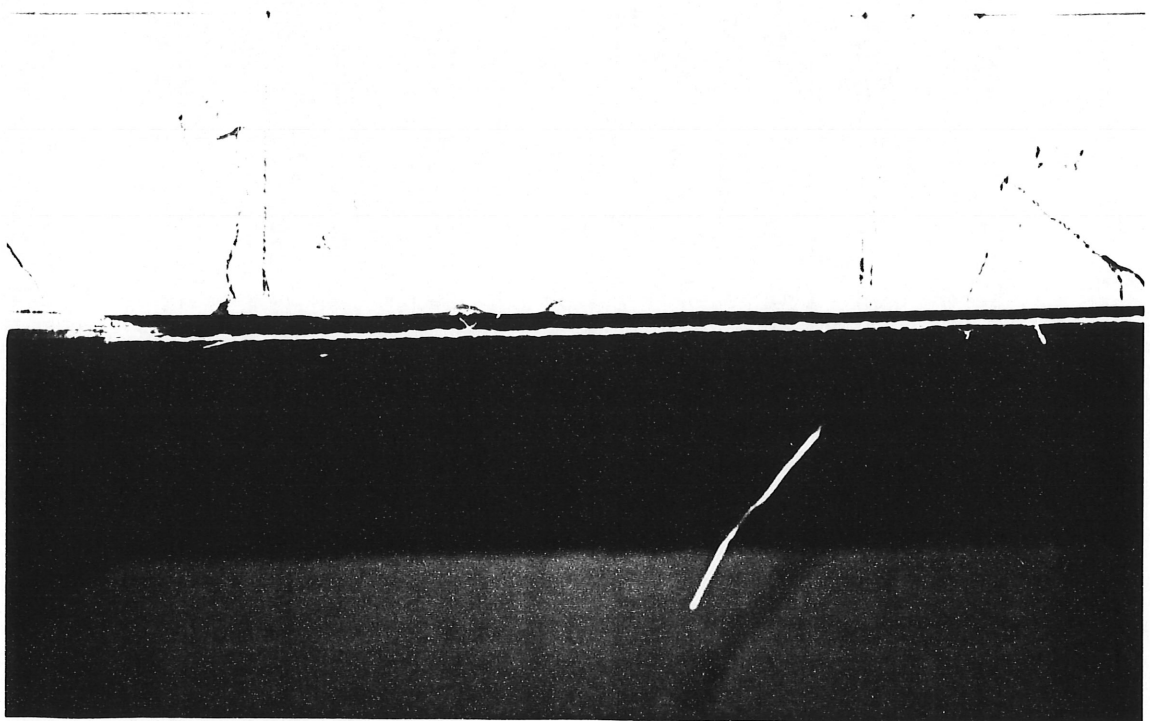


Figure 5.8 - Décollement local de la plaque au centre de P1

5.2.4 Poutre P2

Pour l'essai sur P2, un chargement plus réparti a été étudié. Les charges appliquées sur les poutres de bâtiment sont le plus souvent réparties sur toute la longueur de la poutre et rarement aussi concentrées que lors des essais précédemment effectués en laboratoire. La figure 5.9 schématise la distribution de l'effort tranchant et du moment fléchissant en fonction de la charge appliquée et compare ces distributions pour 2 et 4 points de chargement.

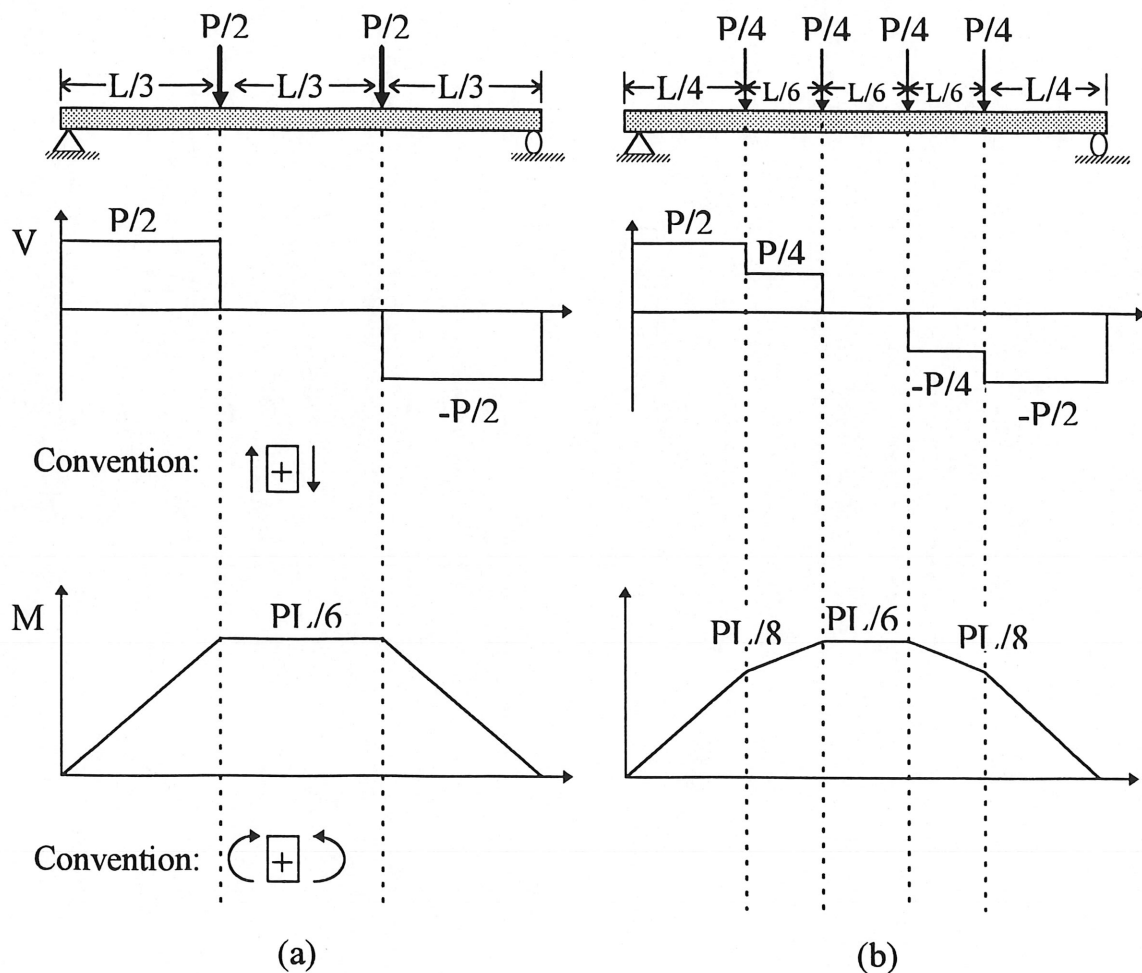


Figure 5.9 - Distribution de l'effort tranchant et du moment fléchissant avec:

(a) 2 points de chargement

(b) 4 points de chargement

Avec un chargement plus réparti, l'effort tranchant maximum et le moment fléchissant maximum n'agissent plus sur la même section de la poutre. Le moment maximal reste cependant le même. Pour simuler la répartition de la charge, une plaque d'acier munie de deux rouleaux espacés de 500 mm a été placée sous chaque point de chargement et des plaquettes d'acier et de bois ont été placées sous les rouleaux afin d'augmenter la surface de contact entre la charge et le béton.

Des fibres de verre alignées horizontalement ont été superposées aux ancrages déjà conçus pour P1 afin d'empêcher le déchirement local éventuel de l'ancrage causé par la déformation transversale du béton en compression à l'approche de la rupture. La figure 5.10 illustre le montage pour P2.

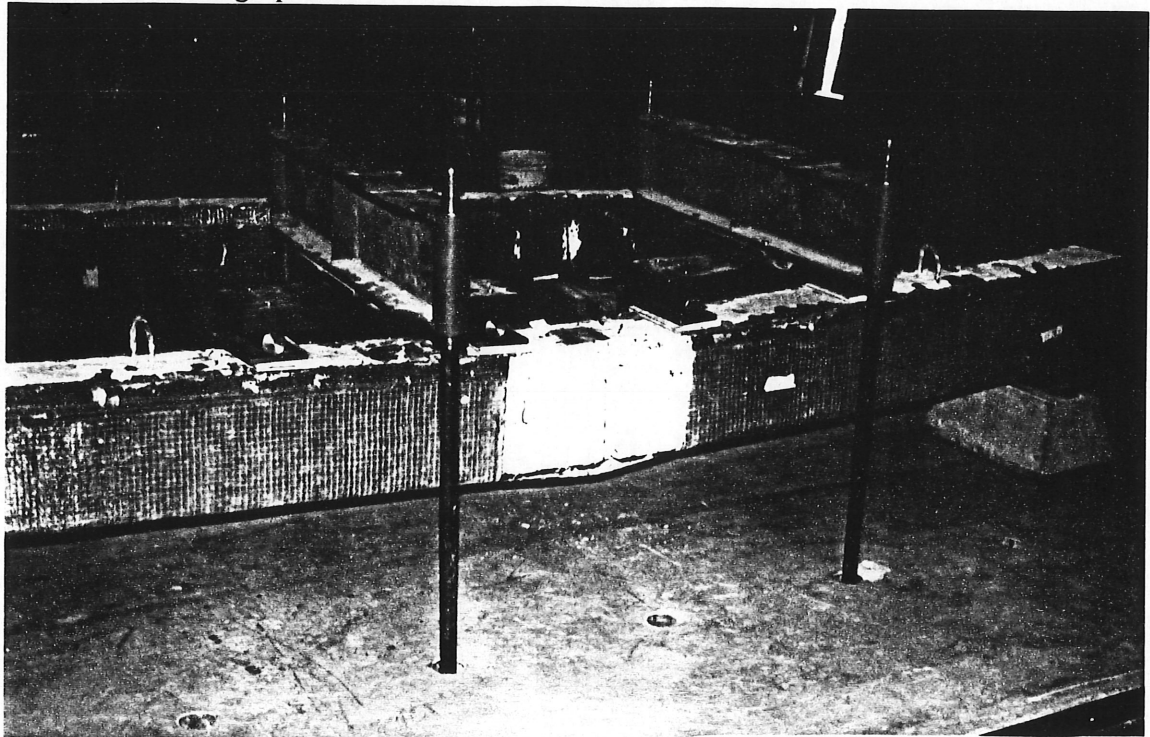


Figure 5.10 - Montage pour la poutre P2

L'essai sur P2 s'est conclu par la rupture en flexion de la poutre dans la région centrale, sous une charge de 141.7 kN (figure 5.11). Par ailleurs, la plaque de renforcement a subi le même type de décollement partiel que pour P1, dans la partie non ancrée (figure 5.12).

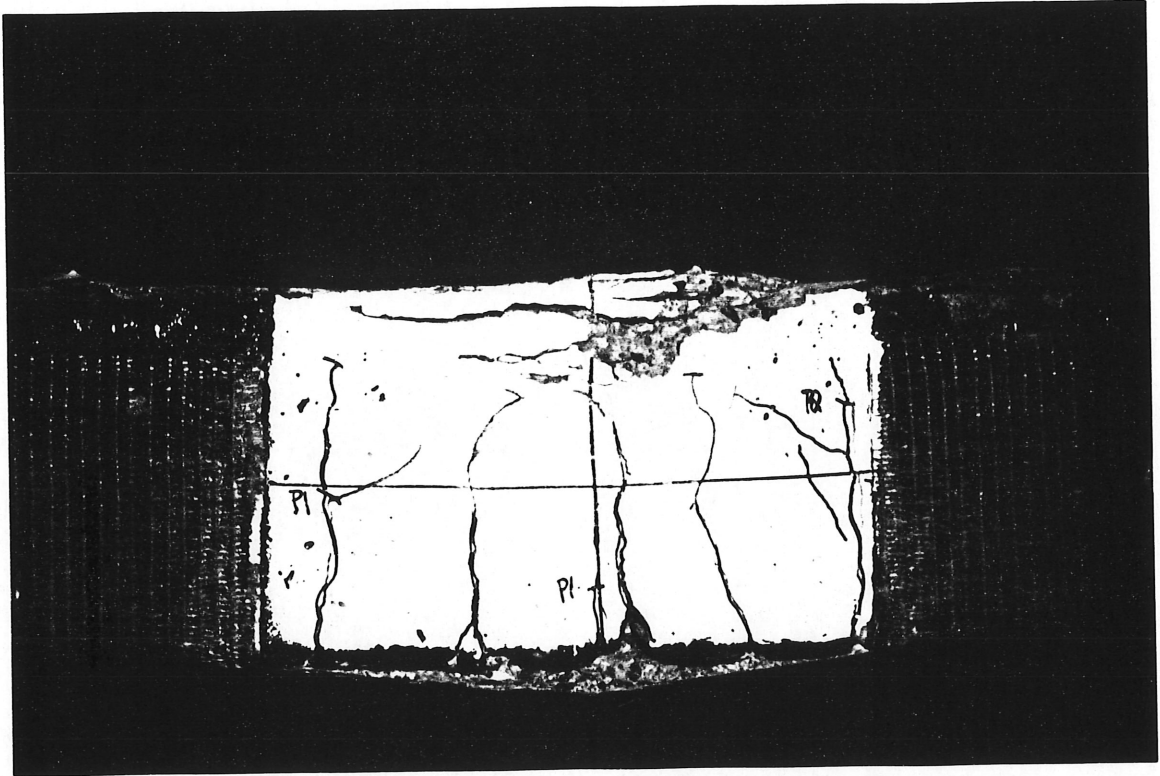


Figure 5.11 - Rupture en flexion de P2

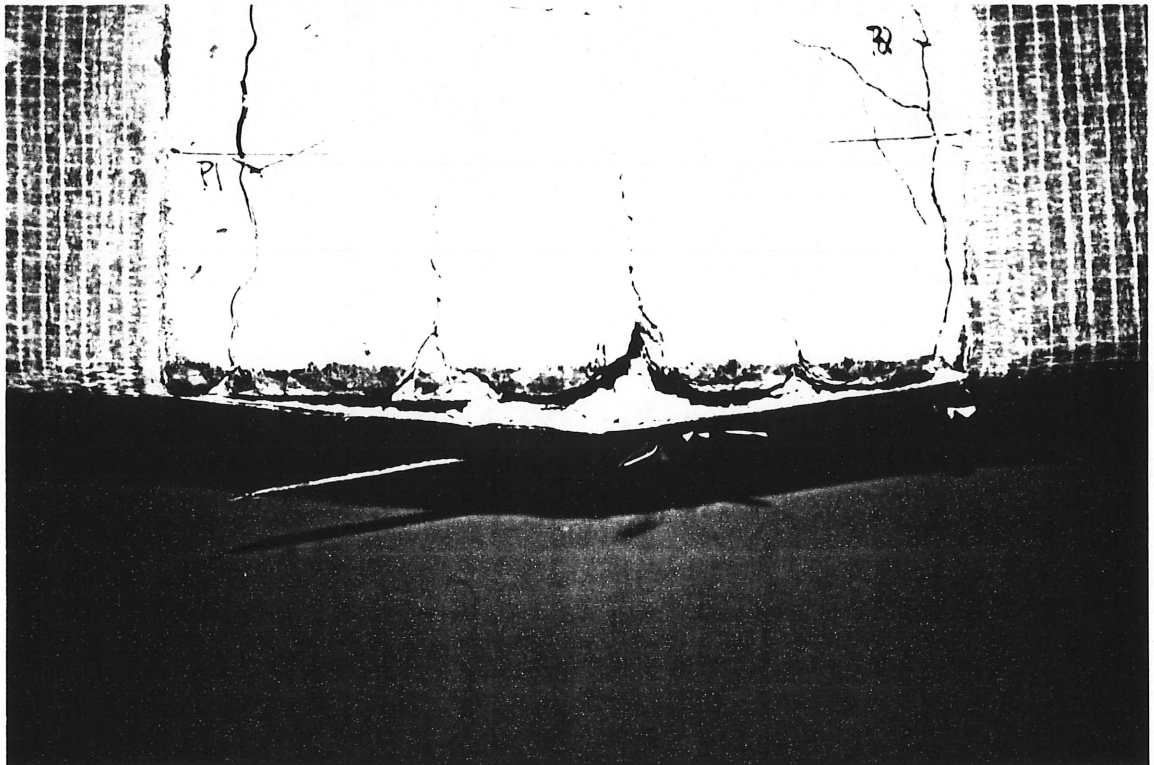


Figure 5.12 - Décollement partiel de la plaque de P2

La rupture du béton due à une contrainte de contact trop élevée n'a pas eu lieu: les plaquettes en bois et en acier ont bien distribué la charge. Bien que la rupture en flexion ait été atteinte pour P2, la charge ultime (141.7 kN) est inférieure à celle obtenue pour P1 (155 kN). L'explication la plus probable est la variation importante de la résistance en compression du béton d'après les tests effectués sur des cylindres, même si la contrainte ultime moyenne demeurerait identique (voir chapitre 4). De plus, des essais sur des échantillons en fibres de carbone ont montré que les résistances du lot utilisé pour P2 étaient légèrement inférieures à celles du lot de P1. Néanmoins, l'augmentation de la charge ultime par rapport à P0 était de 21 % et de 122 % par rapport à PC.

5.2.5 **Poutre P3**

La plaque de renforcement pour P3 était ancrée par des lamelles équidistantes en fibres de verre, orientées verticalement. Une bande continue, aussi en fibres de verre mais orientée longitudinalement, reliait le sommet des ancrages afin d'empêcher le décollement possible des lamelles causé par la discontinuité géométrique de l'ancrage au sommet (voir distribution parabolique de la contrainte au paragraphe 3.6). La charge était répartie de la même façon que pour P2. La figure 5.13 présente le montage de P3.

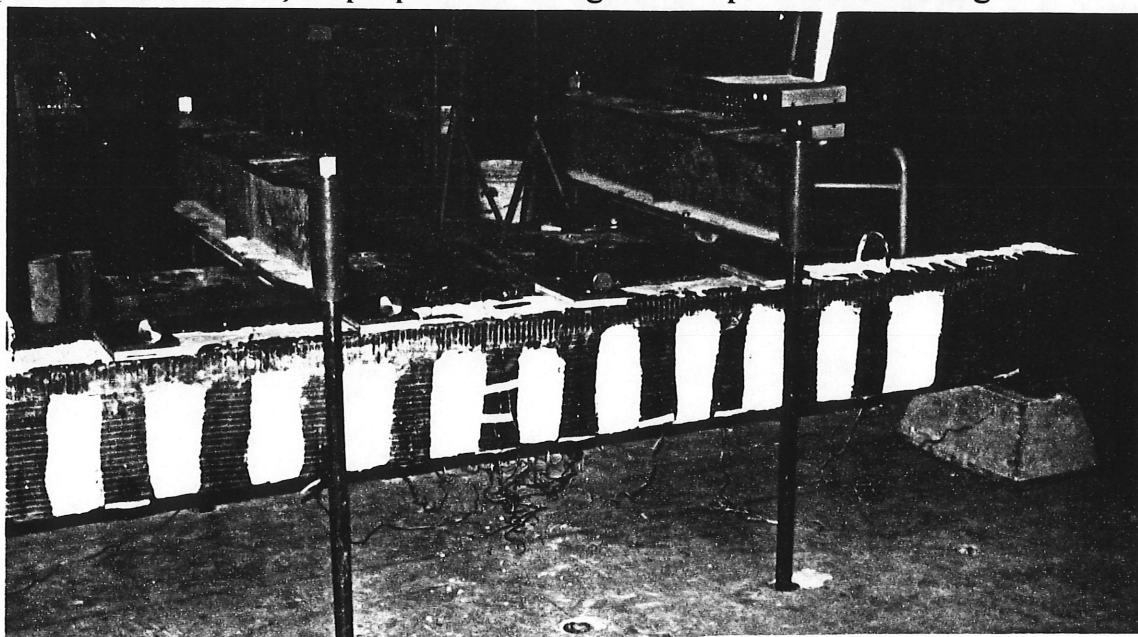


Figure 5.13 - Montage pour la poutre P3

L'essai sur P3 s'est conclu par la rupture en flexion de la poutre avec écrasement du béton en compression (figure 5.14) et le déchirement de la plaque de renforcement (figure 5.15), de façon presque simultanée.

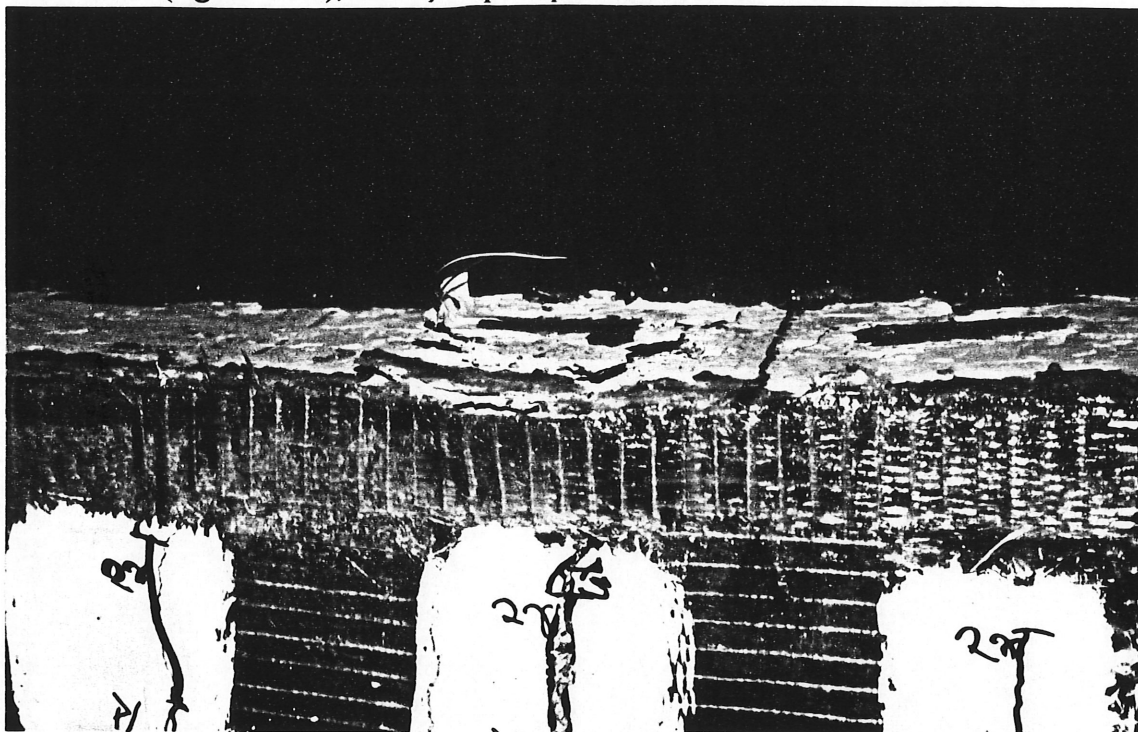


Figure 5.14 - Écrasement du béton en compression sur P3

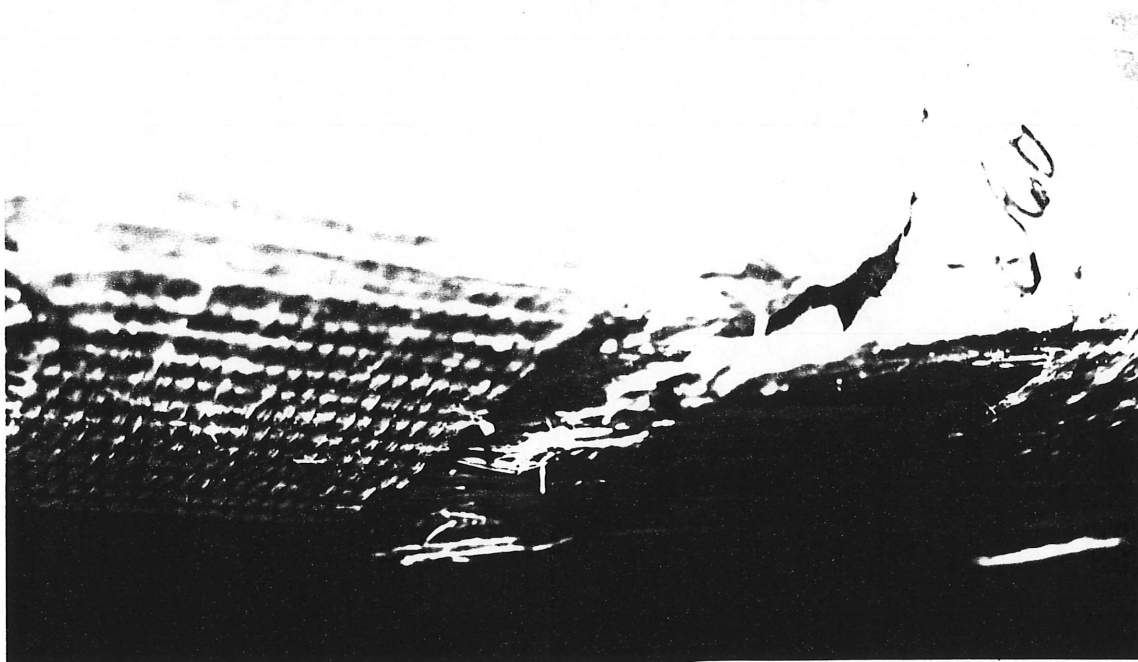


Figure 5.15 - Rupture de la plaque de renforcement sur P3

À noter aussi l'ouverture importante d'une fissure de flexion vis-à-vis l'endroit où la plaque de renforcement s'est cassée (figure 5.16).

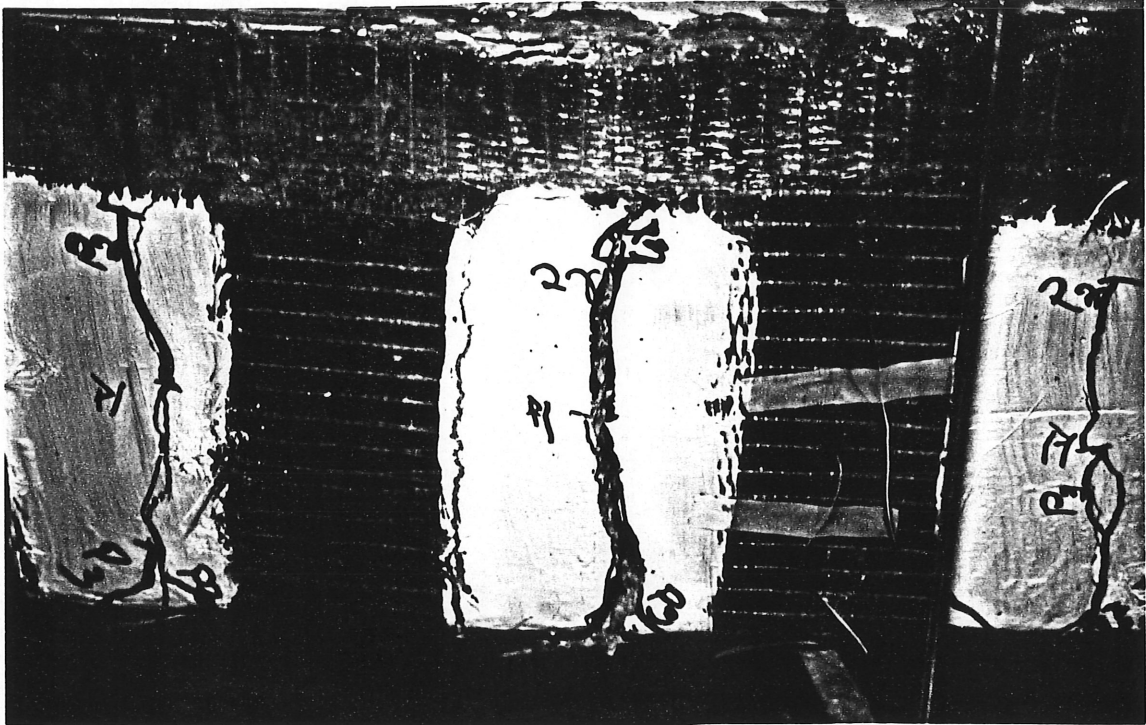


Figure 5.16 - Ouverture importante d'une fissure de flexion suite à la rupture de la plaque de renforcement

Le mode de rupture expérimental est aussi celui prédit par le modèle théorique (voir paragraphe suivant). La poutre s'est cassée dans un grand fracas au moment où la plaque a cédé. Le décollement du renforcement en flexion n'a pas été observé, même entre les lamelles de fibres de verre. À la rupture, la charge appliquée était 171 kN soit une amélioration de 168 % par rapport à PC et de 46 % par rapport à P1.

5.3 Relations charge-flèche

Le tableau 5.2 présente, pour chaque poutre, les charges expérimentales de fissuration (P_{fiss}), de plastification des aciers (P_{plast}) et de rupture (P_{rupt}). Le tableau compare aussi ces résultats aux charges théoriques : P_r associé au moment pondéré M_r ,

P_n au moment nominal M_n et P_p au moment probable M_p . De plus, la flèche à mi-portée est juxtaposée à la charge associée. Enfin, les modes de rupture observés lors des essais sont comparés à ceux prédits par les modèles théoriques. Les charges sont données en kN et les flèches en mm.

TABLEAU 5.2 - Résultats expérimentaux et théoriques

		PC	P0	P1	P2	P3
Résultats expérimentaux	$P_{fiss}(\Delta_{fiss})$	15 (1)	27.9 (0.2)	23 (0.1)	27.4 (0.1)	33 (0.6)
	$P_{plast}(\Delta_{plast})$	40.8 (8.9)	67.5 (10.1)	69.7 (10.2)	57.7 (6)	78 (10.2)
	$P_{rupt}(\Delta_{rupt})$	63.8 (88.9)	117 (26.0)	155 (52.6)	141.7 (40.5)	171 (49.3)
	erreur (%) :	16	11.3	6.3	6.1	5.8
	$(P_p - P_{rupt})/P_p$					
Résultats théoriques	Rupture observée	Flexion	Décollement	Écrasement béton	Flexion	Flexion/ plaque
	$P_r(\Delta_r)$	37.2 (4.3)	-	115 (22.7)	111 (21.7)	113 (21.8)
	$P_n(\Delta_n)$	44.3 (6.4)	97.7 (19.8)	157.4 (30.6)	141.6 (27.5)	157 (30)
	$P_p(\Delta_p)$	55 (10.2)	131.9 (26.5)	165.5 (32.2)	151 (29.2)	161 (30.8)
	Rupture théorique	Flexion	Décollement	Flexion/ plaque	Flexion/ plaque	Flexion/ plaque

D'après le tableau 5.2, les charges de fissuration pour les poutres renforcées sont similaires : la présence d'ancrages ne semble pas avoir eu d'influence à cette étape du chargement. Par contre, la plaque de renforcement semble avoir retardé l'apparition des fissures puisque la charge de fissuration moyenne pour P0, P1, P2 et P3 est deux fois plus élevée que pour PC. La figure 5.17, illustrant graphiquement l'ensemble des résultats expérimentaux, montre bien la grande rigidité des poutres renforcées avant fissuration (pente de la courbe très abrupte jusqu'à P_{fiss}).

La plastification des aciers sur les poutres renforcées est survenue aussi pour des charges voisines (la charge de plastification est déterminé à partir des jauges placées sur les armatures pour une déformation $\varepsilon_y = 0.23\%$). La poutre P2, théoriquement plus rigide à cause des fibres de verre dans la direction longitudinale, présente une déflexion plus petite que P0 et P1. Curieusement, la courbe P2 est suivie de près par celle de P3 bien que la poutre P3 ne possède pas de fibres de verre dans la direction longitudinale. Le phénomène peut s'expliquer par le fait que la plaque et la poutre P3 sont restées parfaitement solidaires tout au long de l'essai : le décollement partiel observé sur P1 et P2 a pu entraîner un certain glissement à l'interface rendant les poutres plus flexibles. La présence des fibres longitudinales sur P2 aurait compensé l'effet du glissement pour ce qui est de la rigidité de la poutre mais pas pour la résistance en flexion. Enfin, la plaque de renforcement a retardé la plastification puisque la poutre de contrôle PC s'est plastifiée bien avant les autres.

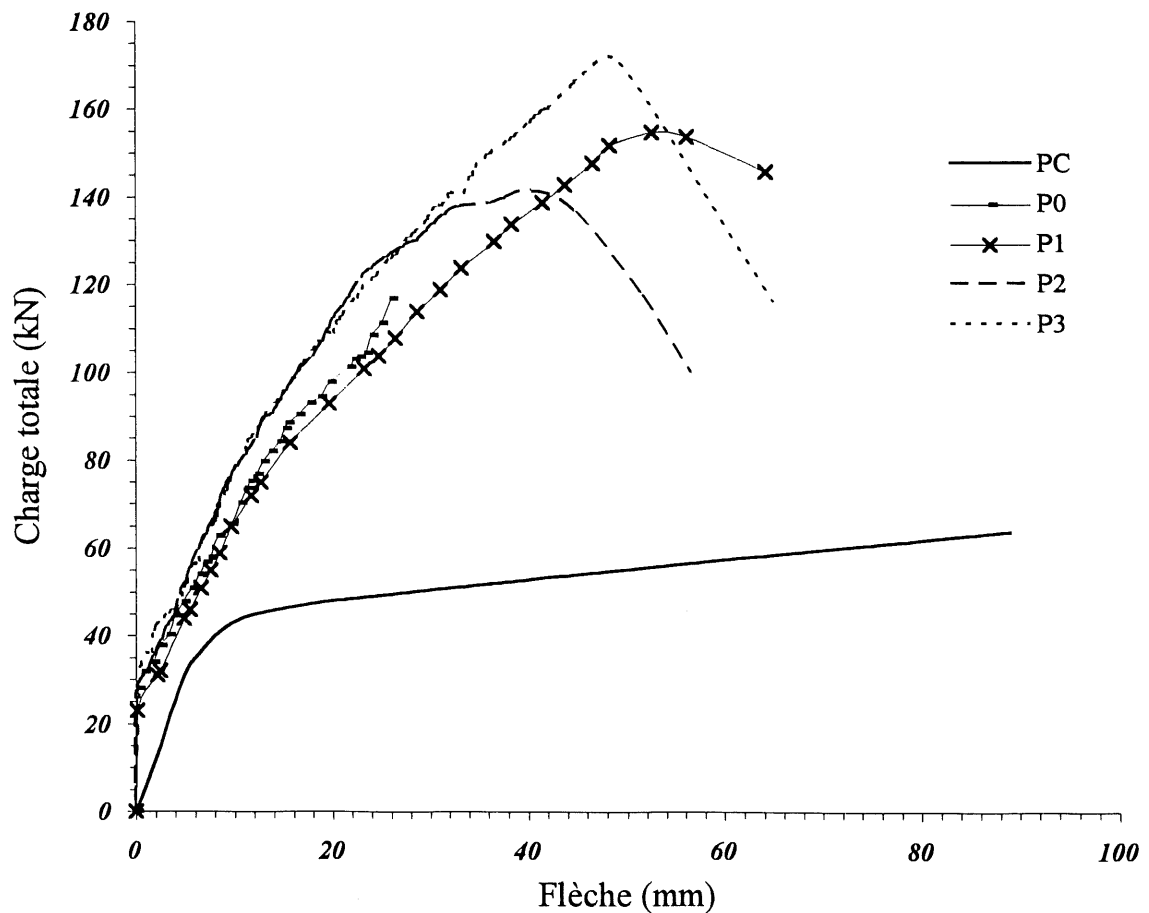


Figure 5.17 - Courbes charge-flèche pour tous les essais

Après la plastification, les courbes subissent un deuxième changement de direction alors que leur pente diminue davantage. Globalement, les pentes de P2 et P3 restent les plus prononcées tandis que les courbes pour P0 et P1 se suivent de près.

En comparant les résultats théoriques aux données recueillies après les essais, il apparaît, pour P1 et P2, que le modèle de prédiction du moment semble surestimer le moment réel ($P_p > P_{rupt}$) alors que le modèle de prédiction de la flèche sous-estime la déflexion observée ($\Delta_p < \Delta_{rupt}$). En effet, le modèle de prédiction du moment suppose une déformation ultime du béton de 0.0035, valeur supérieure à celle observée expérimentalement (voir paragraphe suivant) et il ne tient pas compte du glissement possible entre la plaque et la poutre, donc d'une participation partielle du renforcement. Cependant, l'erreur entre le modèle et les résultats expérimentaux reste inférieure à 10 % pour les poutres P1, P2 et P3.

Le modèle élaboré pour P0 donne aussi une bonne approximation des résultats si le facteur de sécurité sur τ_{ult} est 1.0 (P_p) plutôt que 0.6 (P_n) comme suggéré par le manufacturier. En fait, le facteur approprié tel que validé par les résultats expérimentaux de P1 serait ici 0.8. Plusieurs phénomènes peuvent expliquer le fait que ce facteur soit inférieur à 1 : irrégularités de la surface de collage, présence des contraintes σ_0 et τ_0 aux extrémités qui accentuent le décollement, concentrations de contraintes vis-à-vis des fissures, etc. Pour une plus grande précision concernant le facteur de sécurité à employer, des essais d'adhérence devraient être effectués sur des poutres renforcées soumises à des efforts de flexion.

Enfin, le modèle de prédiction de la flèche, tel qu'adapté de la norme, ne s'applique que dans le domaine élastique ce qui explique la mauvaise corrélation entre les flèches théoriques et expérimentales.

5.4 Analyse des déformations

Dans cette section sont présentées les lectures des jauges mesurant la déformation du béton, de l'acier et des fibres de carbone à mi-portée. De plus, pour P0 et P3, est illustrée la distribution des déformations le long de la plaque de renforcement. Les lectures des jauges sur les ancrages permettront d'évaluer la force de décollement.

5.4.1 Déformations au centre des poutres à la rupture

Le tableau 5.3 compare les lectures des jauges situées à mi-portée, dans les différents matériaux, pour la charge de rupture.

TABLEAU 5.3 - Déformations maximales à mi-portée à la rupture

	PC	P0	P1	P2	P3
P_{rupt} (kN)	63.8	117.0	155.0	141.7	171.0
ϵ'_c (%)	-0.150	-0.140	-0.261	-0.239	-0.340
ϵ_p (%)	-	0.877	1.150	1.356	1.44
ϵ_s (%)	1.7	>0.877	>0.931	>0.588	>0.328

La majorité des jauges placées sur les aciers n'ont pas enregistré leurs données jusqu'à la rupture. En fait, la totalité des jauges se sont brisées peu après la plastification. Les barres d'acier étant de petit diamètre donc très flexibles, les jauges ont décollé dès que la courbure s'est accentuée, après la plastification. Les résultats présentés sont donc les derniers à être enregistrés pour chaque poutre. Les lectures de ces jauges en fonction de la charge appliquée sont fournies ultérieurement dans ce chapitre.

D'après les données disponibles, la déformation ultime du béton est dans tous les cas inférieure à celle de 0.35% proposée par le modèle théorique, ce qui expliquerait en partie la surestimation du modèle par rapport à certains résultats expérimentaux. La poutre P3 a subi les plus grandes déformations : jusqu'à -0.34% pour le béton, 1.44% pour le composite (proche de la déformation ultime de 1.65%). À noter que les fibres de carbone de P1 se sont moins déformées que celles de P2 même si la charge atteinte était plus grande : le glissement de la plaque par rapport à la poutre était probablement plus important sur P1; de plus, les fibres de P2 étaient plus flexibles (module élastique plus petit). Enfin, les grandes déformations dans les aciers confirment la plastification des armatures pour une charge inférieure à celle de la rupture.

5.4.2 Relation entre charge et déformations

Les figures 5.18 à 5.21 présentent les déformations à mi-portée dans le béton, l'acier et le composite en fonction de la charge pour P0, P1, P2 et P3, respectivement.

De façon générale, il est possible de distinguer deux phénomènes importants qui influencent le comportement des différents matériaux : la fissuration du béton et la plastification des aciers.

D'abord, depuis le début du chargement jusqu'à la fissuration de la poutre, le taux d'augmentation des déformations est très faible. Puis, à la charge de fissuration, les déformations dans l'acier et le composite augmentent subitement afin de reprendre la tension induite par le moment, le béton ayant perdu sa résistance sous l'axe neutre. Cette déformation rapide est bien visible pour P0, P2 et P3 mais semble plus progressive pour P1. D'après l'hypothèse des sections planes qui restent planes et la compatibilité des déformations, l'écart entre les deux courbes acier et composite devrait être petit puisque les lignes d'action des armatures et de la plaque de renforcement ne sont séparées que de 55 mm environ. En fait, la déformation de l'acier devrait être inférieure d'environ 20 % à celle du composite, pour une même charge. Pour P1, P2 et P3, les courbes de

déformations se suivent de près. Pour P0 cependant, la déformation du composite après fissuration est beaucoup plus grande que celle de l'acier.

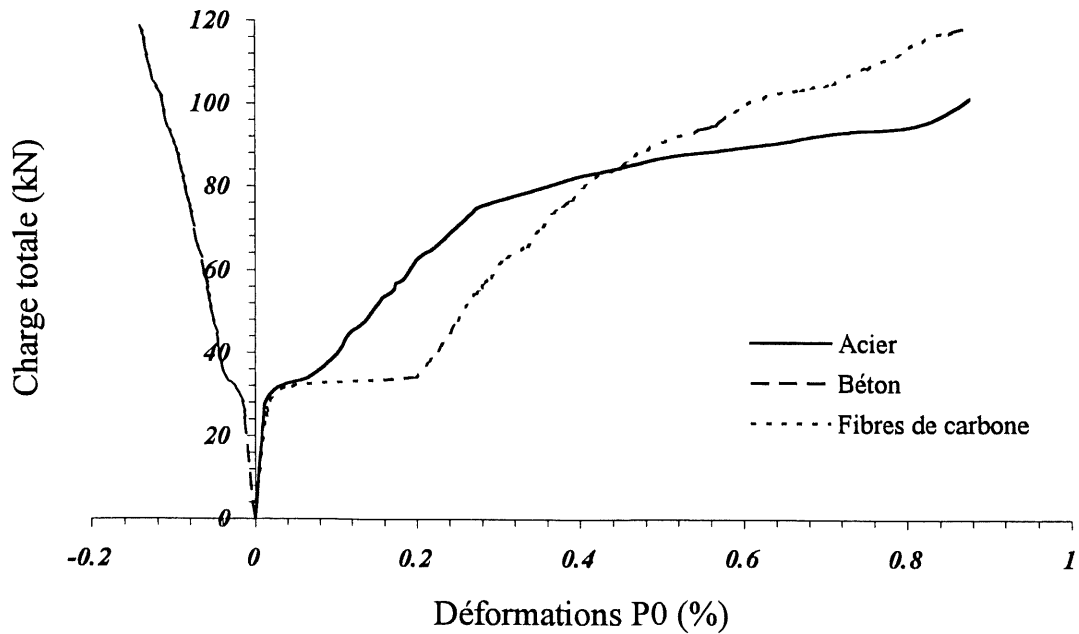


Figure 5.18 - Déformations à mi-portée de P0

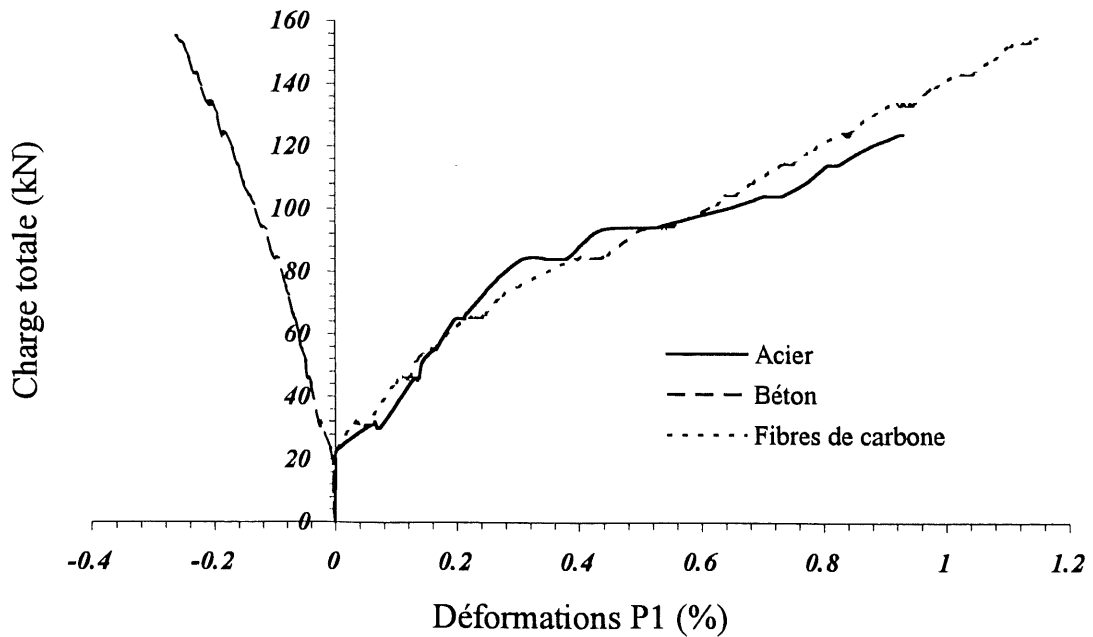


Figure 5.19 - Déformations à mi-portée de P1

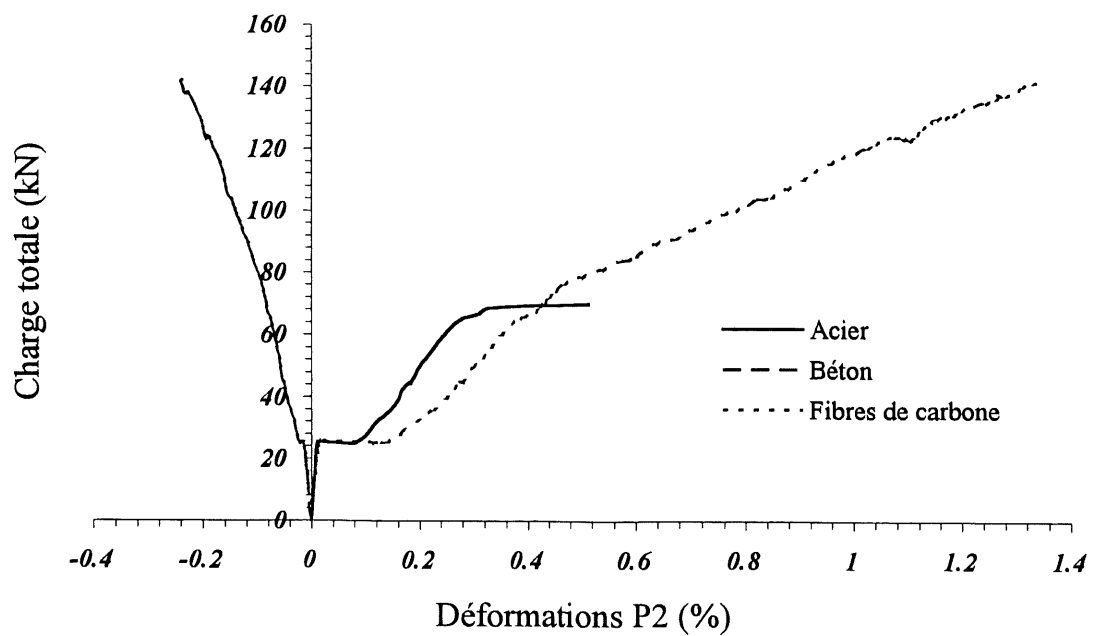


Figure 5.20 - Déformations à mi-portée de P2

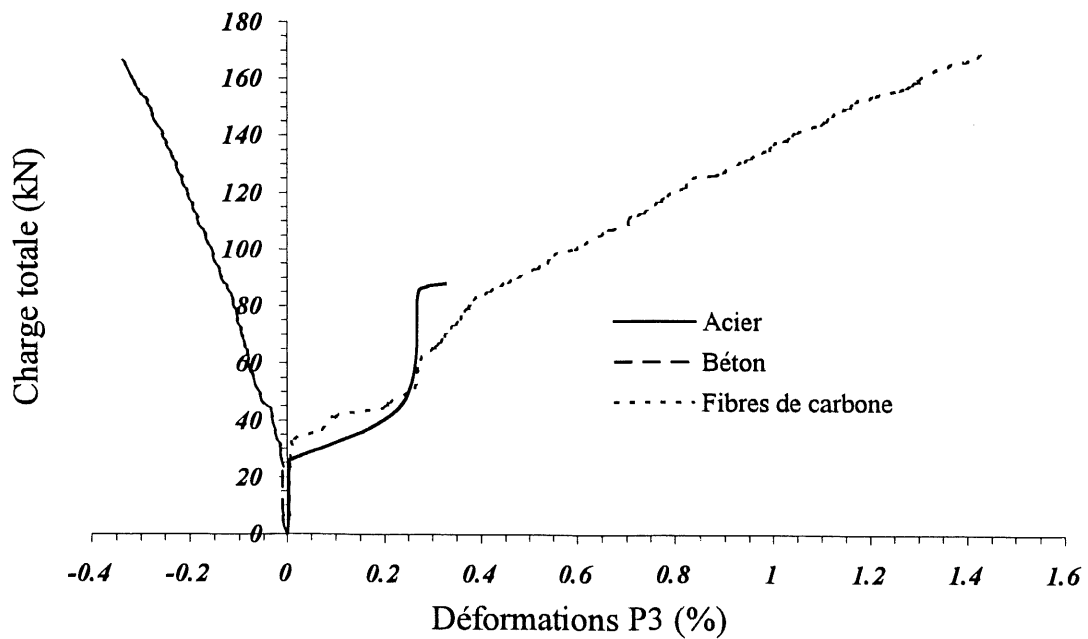


Figure 5.21 - Déformations à mi-portée de P3

Jusqu'à la plastification des armatures, les déformations dans l'acier et le composite augmentent pratiquement au même rythme. Après la plastification, le

composite supporte pratiquement seul la tension induite par le moment. Ainsi la pente de la courbe du composite diminue, indiquant une déformation donc un effort plus grand sollicitant la plaque de renforcement. Ce point d'inflexion est bien visible sur tous les graphes. Pour la déformation de l'acier après plastification, elle devrait être soumise aux même lois de résistance des matériaux énoncées précédemment. Cependant, seule la déformation de l'acier de P1 semble suivre à peu près la courbe du composite. Les jauges sur l'acier sont donc peu fiables après la plastification. Pour cette raison, on ne peut vérifier avec ces données l'hypothèse de la planéité des sections.

La courbe de déformation du béton évolue de façon linéaire tout au long du chargement avec une petite inflexion lors de la fissuration.

Les figures 5.22 à 5.24 regroupent pour toutes les poutres les déformations du béton, de l'acier et du composite, respectivement.

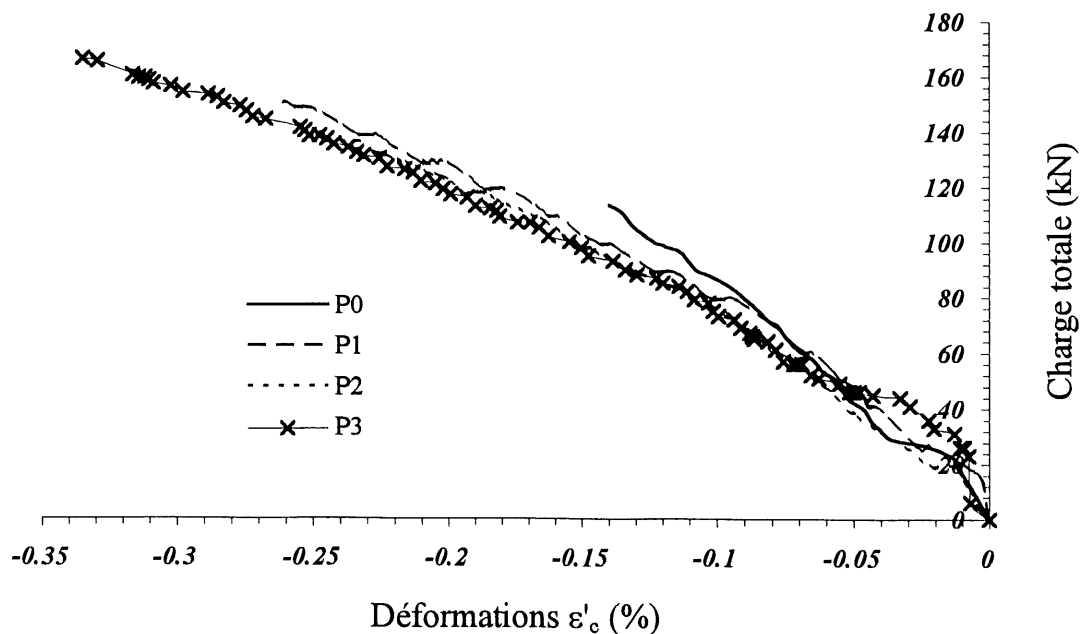


Figure 5.22 - Déformations à mi-portée du béton en compression

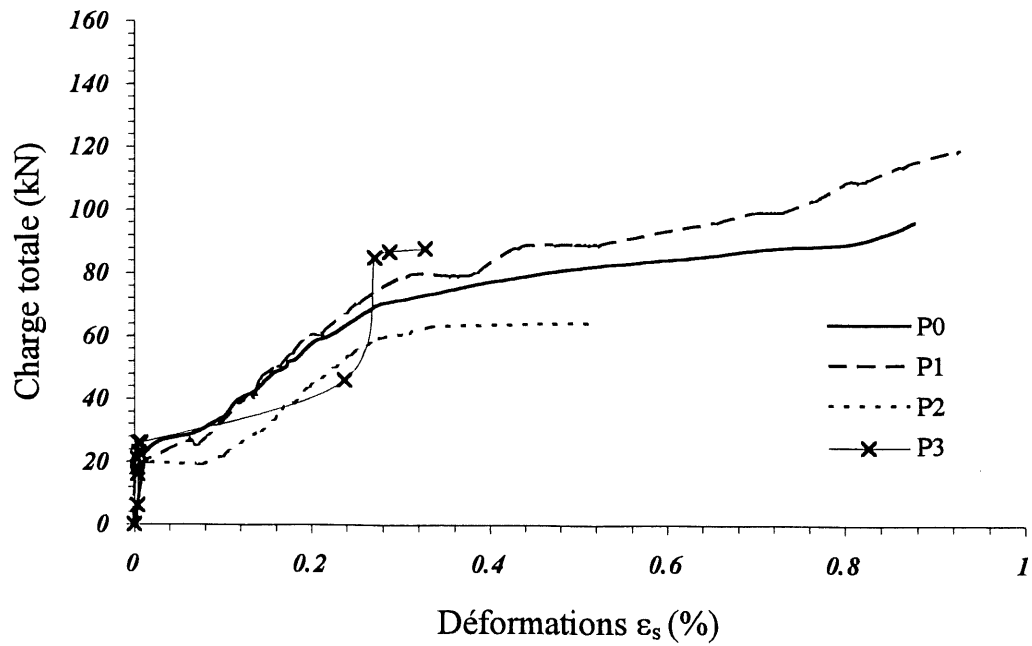


Figure 5.23 - Déformations à mi-portée de l'acier

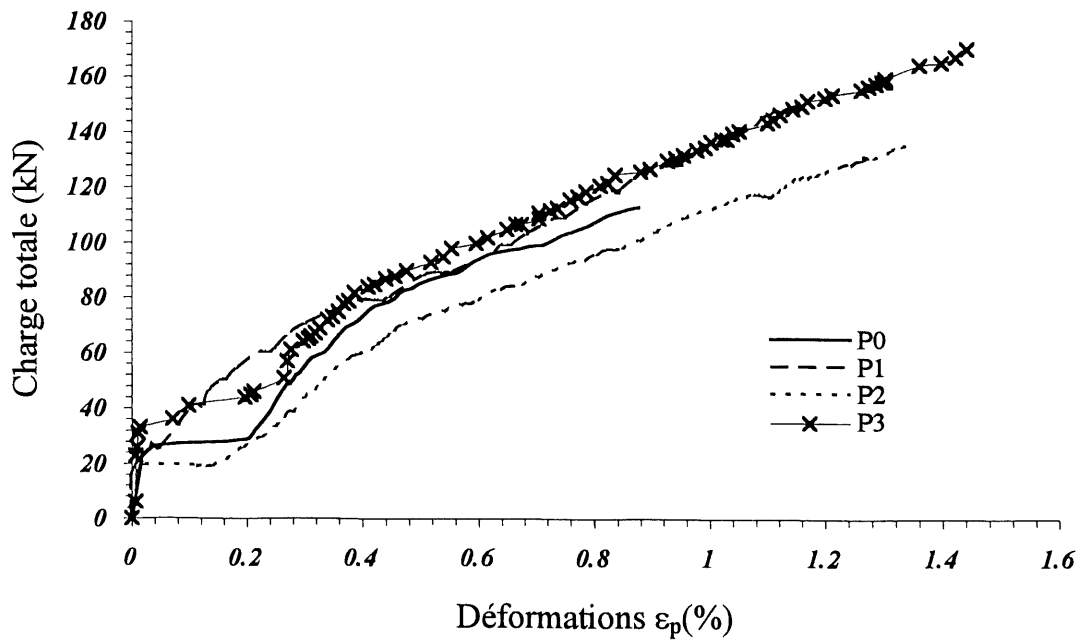


Figure 5.24 - Déformations à mi-portée du composite

Les familles de courbes des figures 5.22 à 5.24 ont dans l'ensemble la même allure. À noter la déformation de la plaque P2 plus importante pour une même charge :

comme la plastification est survenue plus tôt, la plaque de renforcement a commencé à se déformer davantage pour une charge plus petite.

La figure 5.25 illustre la distribution des déformations de la plaque de renforcement de P0 en fonction de la distance de l'appui, pour quatre charges différentes. La distribution des déformations présente la même allure que celle du moment : augmentation linéaire jusqu'au point de chargement puis stabilisation dans la zone de moment constant.

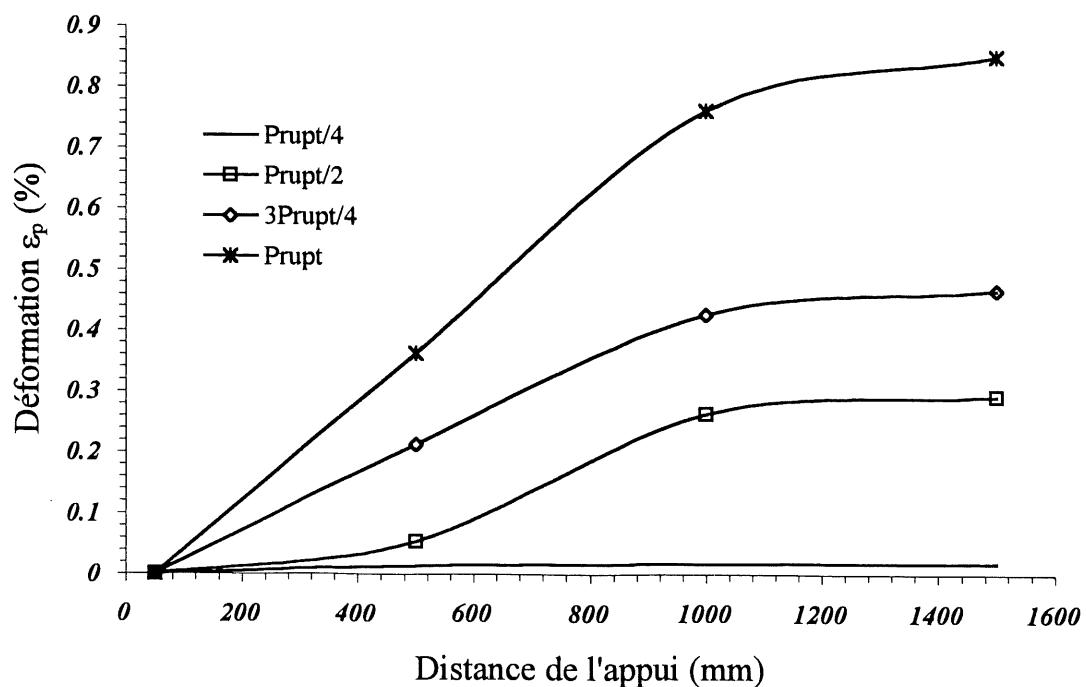


Figure 5.25 - Déformations de la plaque sur P0 le long de la poutre

La figure 5.26 montre la distribution des déformations à la base des ancrages en fibres de verre le long de la poutre P3. Un tel graphique permet de visualiser les ancrages les plus sollicités par la force de décollement. Les deux points de chargement sont situés à 750 et 1250 mm de l'appui. Jusqu'à la moitié de la charge de rupture (85 kN), les déformations sont peu importantes mais déjà un pic se dessine près du second point de charge où la tension dans la plaque est maximale et les fissures plus nombreuses.

Aux trois-quarts de la rupture (128 kN), les déformations s'amplifient et le pic est bien visible : le décollement débute sous le second point de charge où la force de délamination est maximale. Enfin, à la rupture, le pic s'est déplacé entre les deux points de charge : la force de décollement progresse vers l'appui et le plateau de déformation maximale s'élargit.

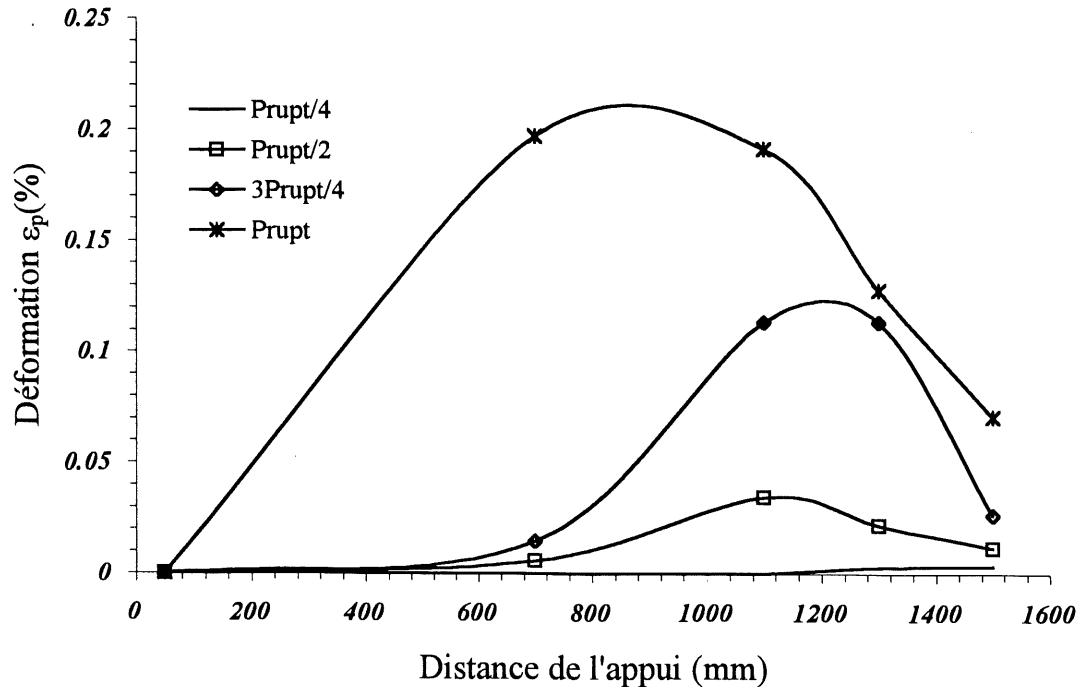


Figure 5.26 - Déformations des ancrages le long de la poutre P3

5.5 Fissuration des poutres

Les figures 5.27 à 5.30 illustrent la fissuration des poutres à la rupture. La répartition des fissures le long des poutres est très uniforme. Les fissures de cisaillement sont peu nombreuses et de petite longueur car la poutre est très résistante au cisaillement. Les fissures de flexion sont par contre beaucoup plus importantes. Les fissures horizontales dans la zone de moment constant sur P0 témoignent de l'arrachement des blocs de béton à cet endroit après le décollement brusque du renforcement. La poutre P1

est plus fissurée que les autres : en effet, la courbe charge-flèche (figure 5.17) montre que cette poutre est plus flexible, sans doute à cause du glissement de la plaque de renforcement.

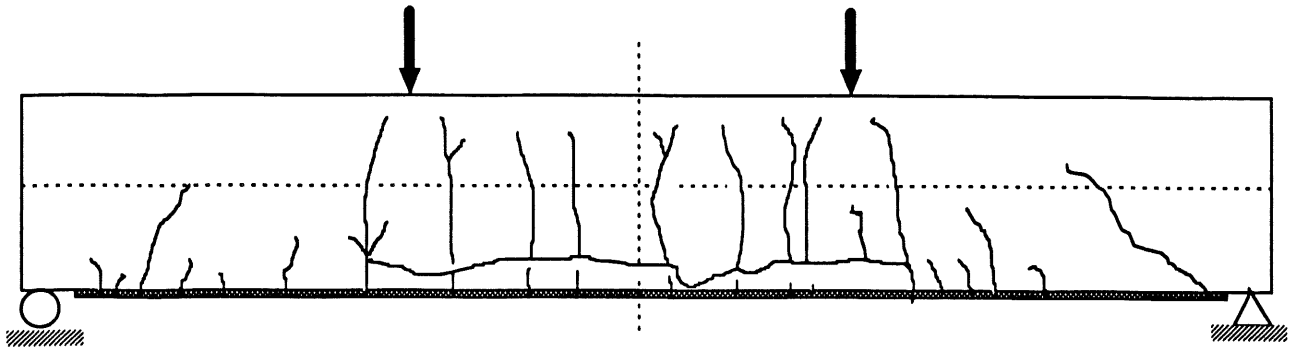


Figure 5.27 - État de la fissuration à la rupture de P0

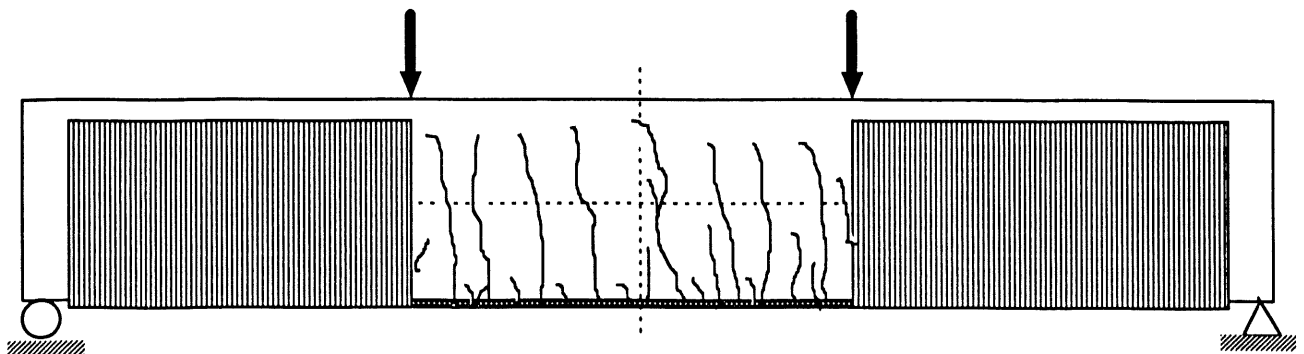


Figure 5.28 - État de la fissuration à la rupture de P1

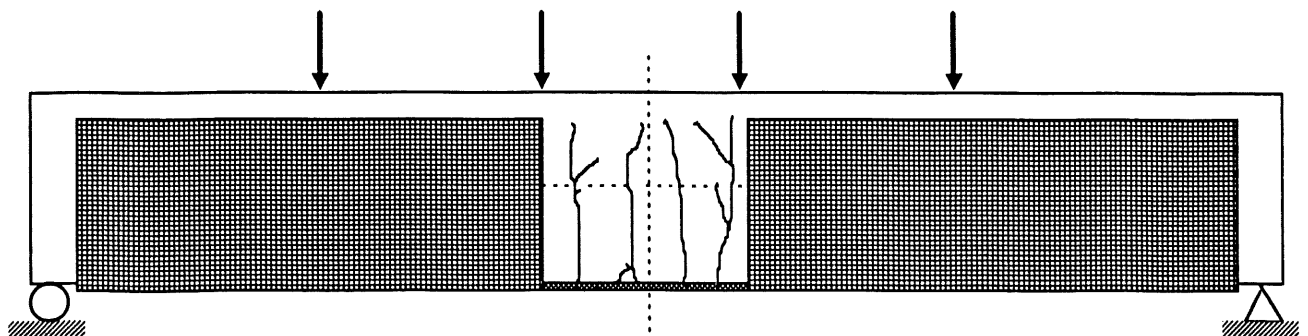


Figure 5.29 - État de la fissuration à la rupture de P2

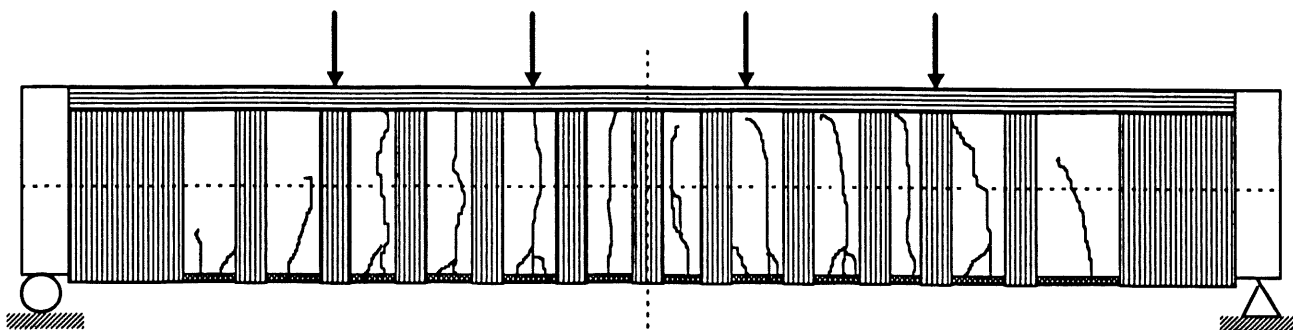


Figure 5.30 - État de la fissuration à la rupture de P3

6. CONCLUSION

6.1 Généralités

Dans ce chapitre sont tirées les principales conclusions quant à la modélisation et l'expérimentation. De plus, quelques recommandations sont proposées pour les essais à venir.

6.2 Modélisation et résultats expérimentaux

L'étude expérimentale avait pour but de concevoir des ancrages devant empêcher le décollement de la plaque de renforcement et permettre d'atteindre la rupture théorique. L'analyse des résultats expérimentaux permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les poutres renforcées ont une rigidité et une résistance à la flexion plus grandes que la poutre non renforcée PC. De plus, la présence du renforcement a retardé la charge de plastification.

- La poutre P0 avec renforcement mais sans ancrages a subi le délaminage de la plaque en composite, après un gain de résistance de 84% par rapport à PC. Le délaminage s'est initié sous une des charges concentrées puis s'est propagé rapidement vers l'appui le plus proche. Le décollement est survenu après la rupture en cisaillement de la couche de béton à l'interface. La rupture brutale a aussi provoqué l'arrachement de plusieurs blocs de béton sous les armatures dans la zone de moment constant.

- Le décollement de la plaque est dû à une combinaison de plusieurs facteurs : longueur de développement trop petite, concentrations de contrainte vis-à-vis de fissures de flexion-cisaillement, rotation de blocs de béton sous la charge concentrée, surface de collage non-parfaitement plane, etc.

- La poutre P1 avec ancrages en U faits de fibres de verre orientées verticalement a atteint la rupture lorsque le béton sous une des charges concentrées s'est écrasé. La pression de contact trop importante était à l'origine du phénomène. L'ancrage s'est déchiré localement suite à l'expansion transversale du béton à cet endroit. La charge ultime représente une amélioration de 143 % par rapport à PC.

- La poutre P2 avec ancrages en U faits de fibres de verre orientées verticalement et longitudinalement ainsi qu'un chargement réparti a atteint la rupture en flexion après une augmentation de 122 % par rapport à PC.

- La poutre P3 avec lamelles équidistantes en fibre de verre orientées verticalement a atteint la rupture en flexion après une augmentation de la charge de 168 % par rapport à PC. La bris de la plaque de renforcement a accompagné la flexion simultanément. Le mode de rupture théorique a donc été réalisé.

- Sur les poutres ancrées P1 et P2, la plaque de renforcement s'est décollée dans la région non ancrée de la poutre. La redistribution des efforts qui a suivi a aussi donné lieu à un certain glissement de la plaque par rapport à la poutre. Ce glissement a contraint une participation partielle de la plaque de renforcement à l'effort global. En effet, d'après les courbes charge-flèche, P1 est plus flexible que les autres poutres et P2 s'est cassée à une charge inférieure à celle de P1. Ce type de délaminage localisé n'a pas été observé sur P3; la participation de la plaque était totale.

- D'après les courbes charge-flèche, le comportement des poutres renforcées se décompose en trois domaines: a) la poutre est très rigide et élastique jusqu'à la fissuration,

b) jusqu'à la plastification, l'acier et le composite se déforment au même rythme, c) après plastification des aciers, le composite reprend toute la tension additionnelle induite par l'augmentation du moment.

- Le modèle de prédiction du moment ultime a démontré une bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Cependant, celui de la flèche reste à améliorer.

- Le modèle servant à déterminer la charge de délaminage est un peu trop simple puisque qu'il ne tient pas compte de la présence des fissures, par exemple. Cependant, le coefficient de sécurité de 0.6 associé à la contrainte admissible à l'interface est très conservateur. D'après les résultats sur P1, le coefficient réel se situe autour de 0.8.

6.3 Recommandations

Les recommandations suivantes sont à faire quant au renforcement par collage de plaque :

- La surface de collage doit être parfaitement plane pour éviter les risques de décollement et les étapes de préparation de la poutre contrôlées de près.

- La plaque doit toujours être ancrée sur toute la longueur de la poutre afin d'empêcher le décollement et le glissement et de permettre une participation totale du renforcement. La configuration d'ancrages P3 est suggérée puisqu'elle a fourni de bons résultats. Les essais réalisés par M'Bazaa et Missihoun pourraient être repris avec l'ajout d'ancrages. D'autres essais devraient aussi être réalisés en variant le pourcentage d'acier et de composite dans le but de tester l'efficacité de tels ancres.

- Des essais de longueur de développement devraient être effectués sur des poutres en flexion afin de déterminer avec plus de précision la contrainte admissible à l'interface. Les divers paramètres qui influencent le décollement restent encore à être bien identifiés et quantifiés.

- Des essais de durabilité sur des poutres renforcées pourraient être réalisés en milieu corrosif ou avec des écarts de température importants.

- Le renforcement en cisaillement par collage de plaque en composites sur les faces verticales de poutres endommagées en cisaillement est aussi un sujet d'intérêt.

BIBLIOGRAPHIE

AL-SULAIMANI, G.J., SHARIF, A., BASUNDUL, I.A., BALUCH, M.H. et GHALEB, B.N. (1994) *Shear Repair for Reinforced Concrete by Fiberglass Plate Bonding*, ACI Structural Journal, 91(3), 458-464.

ASTM D3039 (1989) *Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber-Resin Composites*, Annual Book of ASTM Standards, 118-122.

BALUCH, M.H., ZIRABA, Y.N., AZAD, A.K., SHARIF, A.M., AL-SULAIMANI, G.J. et BASUNDUL, I.A. (1995) *Shear Strength of Plated RC Beams*, Magazine of Concrete Research, 47 (173), 369-374.

BENMOKRANE, B, TIGHIOUART, B. et CHAALLAL, O. (1996) *Bond Strength and Load Distribution of Composite GFRP Reinforcing Bars in Concrete*, ACI Materials Journal, 93 (3), 246-253.

CHAJES, M.J., FINCH, W.W, JANUSZKA, T.F. et THOMSON Jr, T.A. (1996) *Bond and Force Transfer of Composite Material Plates Bonded to Concrete*, ACI Structural Journal, 93 (2), 208-217.

CSA : Canadian Standards Association (1984) *Code for the Design of Concrete Structures for Buildings (A23.3-84)*.

CSA : Canadian Standards Association (1994) *Code for the Design of Concrete Structures for Buildings (A23.3-94)*.

DEBLOIS, M., PICARD, A. (1994) *Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites*, Rapport GCT-94, Université Laval, Ste-Foy, Québec, 221 p.

DEMERS, M., NEALE, K.W. (1994) *Strengthening of Concrete Columns with Unidirectional Composite Sheets*, Fourth International Conference on Short and Medium Span Bridges, Halifax, Nouvelle-Écosse, A.A Mufti, B. Bakht et L.G. Jaeger, éditeurs, 895-905

HAMOUSH, S.A., AHMAD, S.H. (1990) *Debonding of Steel Plate-Strengthened Concrete Beams*, Journal of Structural Engineering, 116 (2), 356-371.

JONES, R., SWAMY, R.N. et CHARIF, A. (1988) *Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates*, Structural Engineer, **66**(5), 85-94.

KAISER, H. (1989) *Strengthening of Reinforced Concrete with Epoxy-Bonded Carbon-Fiber Plastics*, Thèse de doctorat, ETH, Zurich.

M'BAZAA, I. (1995) *Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de lamelles en matériaux composites: optimisation de la longueur des lamelles*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 139 p.

M'BAZAA, I., MISSIHOUN, M., LABOSSIERE, P. (1996) *Strengthening of Reinforced Concrete Beams with CFRP Sheet*, Proceedings of the First International Conference on Composite in Infrastructures, Tucson, Arizona, H. Saadatmanesh et M.R. Ehsani, éditeurs, 746-759.

MCKENNA, J.K. (1993) *Post-Strengthening of Reinforced Concrete Members Using Fibre Composite Materials*, M.Sc.A. Thesis, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario, 231 p.

MEIER, U., KAISER, H. (1991) *Strengthening of Structures with CFRP Laminates*, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 224-232.

MISSIHOUN, M. (1995) *Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites : optimisation de l'orientation des fibres*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 160 p.

NITEREKA, C. (1995) *Renforcement des poutres par des lamelles en composite : analyse non-linéaire par éléments finis*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.

PICHER, F., ROCHETTE, P., LABOSSIERE, P. (1996) *Confinement of Concrete Cylinder with CFRP*, Proceedings of the First International Conference on Composite in Infrastructures, Tucson, Arizona, H. Saadatmanesh et M.R. Ehsani, éditeurs, 829-841.

RITCHIE, P.A., THOMAS, D.A., LU, L.-W. et CONNELLY, G.M. (1991) *External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Plastics*, ACI Structural Journal, **88** (4), 490-500

ROBERTS, T.M. (1989) *Approximate Analysis of Shear and Normal Stress Concentrations in the Adhesive Layer of Plated RC Beams*, Structural Engineering, **67** (12), 229-233.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R. (1991) *RC Beams Strengthened with GFRP Plates - I: Experimental Study*, Journal of Structural Engineering, **117**(11), 3417-3433.

SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G.J., BASUNDUL, I.A., BALUCH, M.H. et GHALEB, B.N. (1994) *Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates*, ACI Structural Journal, **91**(2), 160-168.

SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G.J., BASUNDUL, I.A., BALUCH, M.H. et HUSAIN, M. (1995) *Strengthening of Shear-Damaged RC Beams by External Bonding of Steel Plates*, Magazine of Concrete Research, **47**(173), 329-334.

SWAMY, R.N., JONES, R. et BLOXHAM, J.W. (1987) *Structural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates*, Structural Engineer, **65A**(2), 59-68.

THÉRIAULT, M., BENMOKRANE, B. (1996) *Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Both FRP and Steel Rebars*, ACMBS II Comptes rendus de la 2^e Conférence internationale sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes, Montréal, Québec, M. El-Badry, éditeur, 87-98.

TRIANTAFILLOU, T.C., PLEVRIS, N. (1992) *Strengthening of RC Beams with Epoxy-Bonded Fiber-Composite Materials*, Materials and Structures, **25**, 201-211.

TRIANTAFILLOU, T.C., PLEVRIS, N. (1992) *Post-Strengthening of RC Beams with Epoxy-Bonded Fiber-Composite Materials*, Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, K.W. Neale et P. Labossière, éditeurs, Société canadienne de génie civil, Montréal, 245-256.

ZOGHMAR, A., LABOSSIÈRE, P. et NEALE, K.W. (1996) *Reliability of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Epoxy-Bonded FRP Laminates*, Comptes rendus du Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil, Edmonton, Alberta, Canada, 29 mai au 1^{er} juin, 75-85.

ZOGHMAR, A. (à paraître) *Étude de fiabilité sur les poutres en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites*, Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke.